

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Abou Bekr Belkaid
Tlemcen Algérie



جامعة أبي بكر بلقايد

تلمسان الجزائر



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Laboratoire : Eau et Ouvrages dans Leur Environnement.

Mémoire
Pour l'obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil
Option : Mécanique Des Sols Et Géotechnique

Thème

COMPORTEMENT DES BARRIERES OUVRAGEES DANS LES CENTRES DE STOCKAGE DE DECHETS

Présenté par :

Abdelkader DERRAS

Soutenu Le ..._....._ 2011 devant le Jury composé de :

DJAFOUR Mustapha	Maître de conférences	Université de Tlemcen	Président
ALLAL Med Amine	Maître de conférences	Université de Tlemcen	Examineur
ARAB Rabah	Docteur en Géomécanique	BEGETECH	Examineur
TAIBI Saïd	Maître de conférences	Université du Havre	Encadreur
ABOU-BEKR Nabil	Professeur	Université de Tlemcen	Encadreur

En signe de respect et de reconnaissance,
Je dédie ce modeste travail à
Mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices.
A mon frère et mes deux soeurs, à
Tous mes amis (es).
Mes collègues de promotion, et à tous
Personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie à mon encadreur, Monsieur **ABOU-BEKR Nabil.**, Professeur au Département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen, pour m'avoir accordé sa confiance en me proposant ce sujet, puis pour son soutien, sa patience et sa disponibilité tous au long de mon travail de mémoire, notamment au moment de la soutenance.

Mes remerciements les plus chaleureux sont adressés à Monsieur **TAIBI Saïd** Maître de Conférences à l'Université du Havre (France) pour m'avoir fait l'honneur de m'encadrer, puis pour m'avoir guidé, conseillé et encouragé. Son expérience et ses conseils avisés ont rendu ce travail possible. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

Je tiens à exprimer ma respectueuse gratitude à Monsieur **DJAFOUR Mustapha.**, Maître de Conférences au Département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de mon jury.

Je tiens également à remercier Messieurs : **ALLAL Mohamed Amine.**, Maître de Conférences au Département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen et **ARAB Rabah.**, Docteur en Géomécanique-BEGETECH, qui m'ont fait l'honneur de participer au jury.

Mes remerciement vont également à tout le personnel du laboratoire de Géotechnique & Mécanique des sols du Département de Génie Civil de Tlemcen pour leur soutien et leur collaboration, et à toute personne ayant permis, de près ou de loin, de mener à bien ce travail, j'associe également à cet hommage, tous mes collègues du laboratoire EOLE et tous mes amis (es).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I . GENERALITES SUR LES CENTRES DE STOCKAGE DES DECHETS.....	3
1 INTRODUCTION	4
2 LES CENTRES DE STOCKAGE DE DECHETS : CONTEXTES REGLEMENTAIRE ET MISE EN ŒUVRE	4
2.1 CLASSIFICATION DES DECHETS ET REGLEMENTATION EN ALGERIE	6
2.2 LA REGLEMENTATION ALGERIENNE.....	6
2.3 LA REGLEMENTATION FRANÇAISE.....	8
2.4 LA REGLEMENTATION AMERICAINE.....	9
3 MATERIAUX CONSTITUTIFS DES DISPOSITIFS D'ETANCHEITE COMPOSITE	10
3.1 LES GEOMEMBRANES.....	11
3.1.1 TYPES DE GEOMEMBRANES.....	11
3.1.2 DIFFERENTES STRUCTURES DES GEOMEMBRANES.....	11
3.1.2.1 GEOMEMBRANES MONOPLIS OU MULTIPLIS	12
3.1.2.2 GEOMEMBRANES ARMEES.....	12
3.1.2.3 GEOMEMBRANES COMPOSEES.....	12
3.1.3 CRITERES DE SELECTION SELON LA FONCTION ENVISAGEE ET LA LOCALISATION DANS L'OUVRAGE.....	13
3.1.4 PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFERENTS TYPES DE GEOMEMBRANES	13
3.2 LES GEOTEXTILES.....	13
3.2.1 TYPES DE GEOTEXTILES.....	14
3.2.1.1 LES TISSES.....	15
3.2.1.2 LES NON-TISSES	15
3.2.1.3 LES TRICOTES	16
3.2.2 UTILISATION EN CENTRE DE STOCKAGE DE DECHETS	16
3.3 LES GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES GSB	18
3.3.1 DESCRIPTION	18
3.3.2 CATEGORIES DE PRODUITS	18
3.3.2.1 GEOTEXTILES BENTONITIQUES AIGUILLETES	19
3.3.2.2 GEOTEXTILES BENTONITIQUES COLLES.....	19
3.3.2.3 GEOTEXTILES BENTONITIQUES COUSUS.....	19
3.3.2.4 GEOFILMS BENTONITIQUES.....	19
3.3.3 FONCTIONNEMENT	20
3.3.4 CRITERES DE CHOIX DES GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES GSB	21
3.3.5 CARACTERISTIQUES SPECIFIQUES.....	22
3.3.5.1 IDENTIFICATION	22
3.3.5.2 PERMEABILITE A L'EAU.....	22
3.3.5.3 PERMEABILITE AU GAZ.....	22
3.3.5.4 CAPACITE D'AUTO-CICATRISATION	23
3.3.5.5 DIMENSIONNEMENT / STABILITE	23
3.3.5.6 DURABILITE	23
3.3.5.6.1 COMPATIBILITE CHIMIQUE.....	24
3.3.5.6.2 CYCLES DE DESSICCATION/HUMIDIFICATION	24
3.3.5.6.3 CYCLES GEL/DEGEL	24
3.4 BARRIERES D'ETANCHEITE MINERALES	24
3.4.1 COMPOSITION DES BARRIERES D'ETANCHEITE MINERALES	24

3.4.2	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX NATURELS UTILISENT POUR LA MISE EN ŒUVRE DES BARRIERES D'ETANCHEITES MINERALES.....	25
3.4.2.1	NATURE DES MATERIAUX ARGILEUX ET PROPRIETES	25
3.4.2.1.1	CRITERES LIES AUX ARGILES	25
3.4.2.1.2	PRESENCE DE SUBSTANCES ASSOCIEES	26
3.4.2.2	PERMEABILITE.....	26
3.4.2.3	OUVRABILITE.....	28
3.4.2.4	PARAMETRES MECANQUES	28
3.4.2.5	TENUE DANS LE TEMPS	29
3.4.2.6	PARAMETRES ET ESSAIS	29
3.5	TRAITEMENTS DES MATERIAUX CONSTITUANT LA BARRIERE D'ETANCHEITE MINERALE	29
4	POTENTIEL POLLUANT DES CENTRES DE STOCKAGE DE DECHETS.....	30
4.1	LE LIXIVIAT.....	30
4.2	LE BIOGAZ	32
5	NUISANCES POUR L'ENVIRONNEMENT.....	32
6	CONCLUSION.....	33
	CHAPITRE II . TECHNIQUES DE CARACTERISATIONS DU COMPORTEMENT HYDRIQUE DES SOLS NON SATURES.	35
1	DEFINITIONS.....	36
1.1	SOL NON SATURE	36
1.2	ARGILE	36
1.3	MICROSTRUCTURE DE L'ARGILE :	36
1.4	LES PRINCIPAUX TYPES D'ARGILES	38
1.4.1	LES KAOLINITES.....	39
1.4.2	LES SMECTITES	39
1.4.3	LES ILLITES	39
1.5	INTERACTIONS PHYSICO-CHIMIQUES ENTRE L'EAU ET L'ARGILE.....	40
1.5.1	LES DIFFERENTS TYPES D'EAU AUTOUR DU FEUILLET	40
1.5.1.1	EAU LIBRE	41
1.5.1.2	EAU CAPILLAIRE	41
1.5.1.3	EAU LIEE OU ADSORBEE	41
1.5.2	INTERACTIONS EAU-ARGILE	41
1.6	THEORIE DE LA DOUBLE COUCHE DIFFUSE	43
2	SUCCION ET TECHNIQUES DE MESURE.....	45
2.1	SUCCION DANS LES SOLS NON SATURES.....	45
2.1.1	DEFINITION DE LA SUCCION.....	46
2.1.1.1	SUCCION MATRICIELLE.....	46
2.1.1.2	SUCCION D'ADSORPTION.....	47
2.1.1.3	SUCCION OSMOTIQUE.....	47
2.2	TECHNIQUES DE MESURES ET DE CONTROLE DE LA SUCCION.....	47
2.2.1	TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION.....	48
2.2.1.1	TENSIOMETRE A EAU	48
2.2.1.2	TENSIOMETRE OSMOTIQUE.....	48
2.2.1.3	METHODE DU PAPIER FILTRE	48
2.2.1.4	PSYCHROMETRE	49
2.2.2	TECHNIQUES DE CONTROLE DE LA SUCCION.....	49
2.2.2.1	PLAQUE TENSIOMETRIQUE.....	49
2.2.2.2	METHODE DE TRANSLATION D'AXES (L'APPAREIL DE RICHARDS)	49
2.2.2.3	METHODE OSMOTIQUE	50
2.2.2.4	METHODE DES SOLUTIONS SALINES.....	51
2.3	COMPORTEMENT SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION.....	52
2.3.1	INTRODUCTION	52

2.3.2	CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR UNE PATE	52
2.3.2.1	DESCRIPTION DU PREMIER CYCLE DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION	52
2.3.2.2	IDENTIFICATION DU COMPORTEMENT DANS LE DOMAINE SATURE	58
2.3.3	CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAUX SURCONSOLIDES	58
2.3.4	CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAUX COMPACTES	60
3	ETUDE DE LA PERMEABILITE	61
3.1	INTRODUCTION.....	61
3.2	FACTEURS AFFECTANT LA PERMEABILITE DES SOLS COMPACTES.....	61
3.2.1	FACTEUR DE COMPOSITION	62
3.2.2	FACTEURS LIES A L'ENVIRONNEMENT	62
3.2.2.1	LA TENEUR EN EAU.....	62
3.2.2.2	L'ENERGIE DE COMPACTAGE	64
3.2.2.3	LA METHODE DE COMPACTAGE.....	64
3.2.2.4	LA TAILLE DES MOTTES.....	65
3.2.2.5	DEGRE DE SATURATION.....	65
3.2.2.6	PRESENCE DE FISSURES ET DISCONTINUITES, ET ROLE DE LA PRESSION DE CONFINEMENT	67
3.2.2.7	LA TEMPERATURE	68
3.2.2.8	DESSICCATION HUMIDIFICATION	69
3.2.2.9	CYCLES GEL DEGEL	71
3.2.2.10	DEFORMATION D'ORIGINE MECANIQUE.....	71
3.2.2.11	ACTIVITE MICROBIENNE ET BIOLOGIQUE.....	72
3.2.3	CONCLUSION	72
3.3	METHODES DE MESURE DE LA PERMEABILITE	72
3.3.1	METHODES DE MESURE DE LA PERMEABILITE SATUREE	72
3.3.1.1	MESURE EN REGIME PERMANENT.....	73
3.3.1.1.1	ESSAI A CHARGE CONSTANTE	73
3.3.1.1.2	ESSAI A CHARGE VARIABLE.....	73
3.3.1.1.3	MESURE DE LA PERMEABILITE DANS L'EDOMETRE.....	74
3.3.1.2	MESURES EN REGIME NON PERMANENT.....	74
3.3.1.2.1	ESSAI DE CHOC IMPULSIONNEL DIT PULSE TEST	74
3.3.1.2.2	ESSAI HARMONIQUE	75
3.3.2	METHODES DE MESURE DE LA PERMEABILITE NON SATUREE	75
3.3.2.1	MESURE EN REGIME PERMANENT.....	75
3.3.2.2	MESURE EN REGIME NON PERMANENT	76
3.3.3	METHODE DES PROFILS INSTANTANES.....	76
3.3.4	METHODES INDIRECTES.....	76
3.4	DIFFERENTES FORMULATIONS POUR LE COEFFICIENT DE PERMEABILITE	77
4	CONCLUSION	78
	CHAPITRE III . ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA MARNE DE -SAF SAF-.....	79
1	INTRODUCTION	80
2	LOCALISATION DU SITE	80
3	IDENTIFICATION DU MATERIAU D'ETUDE :.....	80
3.1	PARAMETRES D'IDENTIFICATION PHYSICO-CHIMIQUE	80
3.2	COURBE DE COMPACTAGE.....	82
4	CARACTERISTIQUES MECANQUES DU MATERIAU.....	82
4.1	CONSOLIDATION A L'OEDOMETRE [ESSAI OEDOMETRIQUE]	82
4.2	COURBE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT [ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT]	83
5	COMPORTEMENT HYDRIQUE DU MATERIAU	84
5.1	INTRODUCTION.....	84
5.2	RECONSTITUTION DES EPROUVETTES COMPACTEES AUX CONDITIONS PROCTOR PAR COMPACTAGE STATIQUE AVEC MESURE DE LA SUCCION CORRESPONDANTE.....	84

5.3	DISPOSITIF EXPERIMENTAL	85
5.3.1	METHODE OSMOTIQUE :	85
5.3.2	METHODE DES SOLUTIONS SALINES.....	87
5.4	MESURE DE VOLUME TOTAL DES ECHANTILLONS.....	87
5.5	CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR LE MATERIAU SOUS FORME DE PATE	88
5.6	ANALYSE DES RESULTATS.....	88
5.7	COMPARAISON ENTRE CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION ET CHEMINS OEDOMETRIQUES	89
6	CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAU COMPACTE	90
6.1	COMPARAISON ENTRE CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAUX COMPACTES ET SUR UNE PATE.....	91
7	MESURE DE LA PERMEABILITE.....	92
7.1	PERMEABILITE SATUREE DE LA MARNE DE SAF SAF.....	92
7.2	PERMEABILITE NON SATUREE DE LA MARNE DE SAF SAF	93
7.2.1	DETERMINATION INDIRECTE DE LA PERMEABILITE A PARTIR DE LA COURBE DE DRAINAGE, PAR LA METHODE DE FREDLUND, 1994	93
7.2.2	METHODE DES DESSICCATEURS (SOLUTIONS SALINES SATUREES)	96
7.2.2.1	PRINCIPE DE L'ESSAI	96
7.2.2.2	DISPOSITIF DE MESURE ET MODE OPERATOIRE.....	97
7.2.2.3	CONDITIONS INITIALES.....	98
7.2.2.4	METHODE D'INTERPRETATION	98
7.2.2.4.1	RESOLUTION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE AUX DERIVEES PARTIELLES.....	99
7.2.2.4.2	LES CONDITIONS INITIALES ET AUX LIMITES $U_w(z, T)$	100
7.2.2.4.3	RESOLUTION DE L'EQUATION PAR LA METHODE DE SEPARATION DES VARIABLES	100
7.2.2.4.4	DETERMINATION DE LA QUANTITE D'EAU RETENUE DANS L'ECHANTILLON $V_w(T)$	102
7.2.2.4.5	DETERMINATION DE LA PERMEABILITE	104
7.2.2.5	RESULTATS ET DISCUSSION	104
8	CONCLUSION.....	106
	CHAPITRE IV . ETUDE NUMERIQUE PAR PLAXIS	107
1	INTRODUCTION	108
2	LE CODE PLAXIS	108
3	MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN SOL	108
3.1	PARAMETRES DE BASE DU MODELE EN RELATION AVEC LE COMPORTEMENT REEL DU SOL	109
3.2	JEUX DE DONNEES POUR LES SOLS ET LES INTERFACES	109
3.3	LES TYPES DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX (MATERIAL TYPE)	110
3.3.1	COMPORTEMENT DRAINE (DRAINED BEHAVIOUR)	110
3.3.2	COMPORTEMENT NON DRAINE (UNDRAINED BEHAVIOUR)	110
3.3.3	LE COMPORTEMENT NON POREUX (NON-POROUS BEHAVIOUR)	110
3.4	POIDS VOLUMIQUE SATURE ET NON SATURE (γ_{sat} et γ_{unsat})	111
3.5	PERMEABILITES (k_x ET k_y)	111
3.6	PROPRIETES GENERALES AVANCEES (ADVANCED GENERAL PROPERTIES)	111
3.7	VARIATION DE LA PERMEABILITE (C_k)	112
3.8	INDICE DES VIDES (e_{init} , e_{min} , e_{max})	112
3.9	LE MODULE D'YOUNG (E)	112
3.10	LE COEFFICIENT DE POISSON (ν)	113
3.11	COHESION (C)	113
3.12	L'ANGLE DE FROTTEMENT (φ)	113
3.13	L'ANGLE DE DILATANCE (ψ)	114
3.14	RIGIDE (RIGID).....	114
3.15	GENERATION DU MAILLAGE	114
3.15.1	RECOMMANDATIONS POUR LA GENERATION D'UN MAILLAGE	115

3.15.2	CONDITIONS INITIALES	115
3.15.3	CONDITIONS HYDRAULIQUES	115
3.15.4	NAPPES PHREATIQUES	116
3.15.5	NAPPE PHREATIQUE GENERALE	116
3.16	GENERATION DES PRESSIONS HYDRAULIQUES	117
3.16.1	GENERATION A PARTIR DE LA NAPPE PHREATIQUE	117
3.16.2	GENERATION A PARTIR D'UN CALCUL D'ECOULEMENT	117
3.16.3	GENERATION DES CONTRAINTES INITIALES (PROCEDURE K0)	118
3.16.4	DEBUT DES CALCULS	118
3.17	CALCUL	118
3.17.1	LE PROGRAMME DE CALCUL	119
3.17.2	DEFINITION D'UNE PHASE DE CALCUL	119
3.17.3	INSERTION ET SUPPRESSION DE PHASES DE CALCUL	120
3.17.4	CARACTERISTIQUES GENERALES DES CALCULS	120
3.17.4.1	PHASE	120
3.17.4.2	CALCULATION TYPE.....	120
3.17.4.3	COMMENTS ET LOG INFO	120
3.17.5	IDENTIFICATION ET ORDRE DES PHASES	120
3.17.6	TYPES DE CALCULS	121
3.17.7	L'ANALYSE DE LA CONSOLIDATION	121
3.18	PROCEDURES D'APPLICATION DU CHARGEMENT'	121
3.19	PARAMETRES DE CONTROLE DU CALCUL	122
3.19.1	LES PAS ADDITIONNELS (ADDITIONAL STEPS)	122
3.19.2	CONSTRUCTION PAR ETAPES	122
3.19.3	ACTIVATION OU MODIFICATION DES CHARGEMENTS	123
3.20	EXECUTION DE LA PROCEDURE DE CALCUL	123
3.21	RESULTATS AFFICHES PENDANT LES CALCULS	123
3.22	SELECTION DE PHASES DE CALCUL POUR LES RESULTATS (OUTPUT)	123
3.23	RESULTATS	123
3.23.1	LE PROGRAMME DE RESULTATS (OUTPUT)	124
3.23.2	LE MENU DES RESULTATS	124
3.24	COURBES CHARGE-DEPLACEMENT ET CHEMINS DE CONTRAINTE	124
3.25	LE PROGRAMME COURBE (CURVES)	124
4	MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU CSD DU GRAND GROUPEMENT DE TLEMCEN SAF-SAF.....	125
4.1	INTRODUCTION	125
4.2	PRESENTATION DU PROJET	125
4.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	126
4.3.1	PROPRIETES DES COUCHES DE SOLS	126
4.3.2	PROPRIETES DES GEOMEMBRANES ET DES GEOTEXTILES	127
4.3.3	PROPRIETES DES DECHETS	127
4.4	SURCHARGE	127
4.5	GENERATION DU MAILLAGE	127
4.6	CONDITIONS INITIALES	128
4.6.1	CONDITIONS HYDRAULIQUES	128
4.6.2	CONTRAINTES INITIALES	129
4.7	PROCEDURE DE CALCULS.....	129
4.8	LES PRINCIPAUX RESULTATS.....	130
4.8.1	RESULTATS DE LA PREMIERE PHASE	130
4.8.1.1	DEFORMATION DE MAILLAGE	130
4.8.1.2	CONTRAINTES PRINCIPALES	130
4.8.1.3	DEPLACEMENTS TOTAUX, VERTICAUX ET HORIZONTAUX	131
4.8.2	RESULTATS DE LA DEUXIEME PHASE	131

4.8.2.1	COEFFICIENT DE SECURITE (PHI-C REDUCTION)	131
4.8.3	RESULTATS DE LA PHASE 09	132
4.8.3.1	DEFORMATION DU MAILLAGE	132
4.8.3.1	CONSTRAINTES PRINCIPALES	132
4.8.3.2	DEPLACEMENT TOTAUX, VERTICAUX ET HORIZONTAUX	133
4.8.4	RESULTATS DE LA DERNIERE PHASE	134
4.8.4.1	COEFFICIENT DE SECURITE (PHI-C REDUCTION)	134
4.8.5	FORCES DE TRACTION DES GEOSYNTHETIQUES	134
4.8.5.1	FORCE DE TRACTION DE LA GEOMEMBRANE (PEHD 1,5 MM)	134
4.8.5.2	FORCE DE TRACTION DU GEOTEXTILE (NON TISEE 800 G/M²)	135
4.9	CONCLUSION	135
CONCLUSION GENERALE.....		136
BIBLIOGRAPHIE		139
ANNEXES.....		150
ANNEXE I : DETERMINATION DE LA COURBE DE RETENTION D'UN MATERIAU : METHODE OSMOTIQUE.....		151
ANNEXE II : DETERMINATION DE LA COURBE DE RETENTION D'UN MATERIAU : METHODE PAR SOLUTIONS SALINES.....		156

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I .

Figure I-1.	Principe du confinement.....	5
Figure I-2.	Coupe schématique de la double barrière de sécurité préconisée pour le stockage des déchets industriels spéciaux.	7
Figure I-3.	Coupe schématique de la double barrière de sécurité préconisée pour le stockage des déchets <i>ménagers et assimilés</i>	7
Figure I-4.	Principe de l'étanchéité de fond de CSD selon la réglementation française.	9
Figure I-5.	Principe de l'étanchéité de fond de CSD selon la réglementation américaine : (a) pour les CSD de déchets ménagers (b) pour les CSD de déchets dangereux, dans lesquels le principe de système de double étanchéité est imposé (d'après Touze-Foltz, 2001).	10
Figure I-6.	Diagramme du principe de l'étanchéité composite et des matériaux utilisés.	10
Figure I-7.	Trame d'un géotextile tissé (d'après Lambert, 1999).	15
Figure I-8.	Cliché microscopique d'un trou d'aiguilletage (d'après Lambert, 1999).	15
Figure I-9.	Fibres thermoliées visibles au MEB (d'après Lambert, 1999).	16
Figure I-10.	Fréquence des géotextiles posés sous la géomembrane en fonction de leur masse surfacique (d'après Cartaud et Touze-Foltz, 2004)	17
Figure I-11.	Pose d'un géotextile entre la barrière minérale et la géomembrane en fond d'ISD de classe II (François Cartaud, 2004).	17
Figure I-12.	Géotextile bentonitique aiguilleté.	19
Figure I-13.	<i>Géotextile bentonitique collé</i>	19
Figure I-14.	<i>Géotextile bentonitique cousu</i>	19
Figure I-15.	<i>Géofilm bentonitique</i>	20
Figure I-16.	Dispositif d'Étanchéité par Géosynthétiques Bentonitiques (D.E.G.B.)	21
Figure I-17.	Visualisation de la fermeture d'un défaut de 20 mm sous 10 kPa (P. Silvestre & V. Nototte et O. Oberti, 2003).	23
Figure I-18.	Pourcentage de bentonite vs conductivité hydraulique d'un mélange s/b - Tirée de Lundgren (1981)	30
Figure I-19.	Relation entre la perméabilité et la teneur en bentonite (Didier et Cavalcante Rocha, 1996)	30

CHAPITRE II .

Figure II-1.	Représentation schématique d'un sol non saturé.....	36
Figure II-2.	Représentation schématique d'une structure de couche argileuse.	36
Figure II-3.	Couches tétraédrique et octaédriques typiques des argiles (Mitchell, 1993)	37
Figure II-4.	Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993).	37
Figure II-5.	Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).	38
Figure II-6.	Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996).	42
Figure II-7.	Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses :	43
a)	Attraction par osmose, b) Attraction dipolaire (Mitchell, 1993).	43
Figure II-8.	Tension de surface a) Forces intermoléculaires sur l'interface et dans l'eau; b) Pressions et tension de	

surface agissant à l'interface (Fredlund & Rahardjo, 1993).	46
Figure II-9. Remontée capillaire dans un tube, (Delage et Cui, 2000).	47
Figure II-10. Méthode du papier filtre, (Delage & Cui, 2000).	48
Figure II-11. Courbes détalonnage des papiers filtres Whatman n°42 et Schleicher & Schuell n°589.	49
Figure II-12. Cellule de Richards de contrôle de succion, (RICHARDS, 1941).	50
Figure II-13. Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique.	51
Figure II-14. Contrôle de succion par phase vapeur (Delage & Cui 2000).	51
Figure II-15. Un cycle de drainage imbibition sur le limon de jossigny normalement consolidé (Indarto, 1991 cité Modaressi, 2003)	54
Figure II-16. Comportement d'une pâte d'argile plastique FoCa lors du premier cycle de drainage-humidification (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).	56
Figure II-17. Premier cycle de drainage humidification sur le sol de bouhennak initialement sous forme de pâte à $\omega=1,5 \omega_L$ (Derfouf, 2005).	57
Figure II-18. Comparaison des chemins de drainage sur la pâte, compression oedométrique et isotrope sur le limon de Jossigny (Indarto, 1991 cité Modaressi, 2003)	58
Figure II-19. Influence de la contrainte de consolidation sur le chemin de drainage du limon de Jossigny (Maouchi, 1998 cité par Coussy et Fleureau, 2002).	59
Figure II-20. Chemin d'humidification de différents sols argileux compactés en fonction de la pression capillaire (Fleureau et Coussy, 2002).	60
Figure II-21. Effet de la teneur en eau sur la densité sèche et sur l'orientation des grains (Lambe, 1958).	63
Figure II-22. Influence des mottes sur la perméabilité des sols (Herrmann et Elsburry, 1987)	63
Figure II-23. Relation perméabilité-densité sèche-teneur en eau (Moussai, 1993).	64
Figure II-24. Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al, 1965).	64
Figure II-25. Influence de la taille des mottes sur la perméabilité (Moussai, 1993).	65
Figure II-26. Lignes d'égales perméabilités pour une argile limoneuse compactée (Mitchell, 1965).	66
Figure II-27. Effet du degré de saturation sur la perméabilité d'une argile limoneuse compactée (Mitchell et al, 1965).	66
Figure II-28. La perméabilité en fonction du degré de saturation pour une argile compactée (Olson and Daniel, 1979).	67
Figure II-29. La perméabilité d'une argile réfractaire en fonction du temps de dessiccation (Boynton, 1983).	68
Figure II-30. Effet de la pression de confinement sur la perméabilité d'échantillon d'argile réfractaire après dessiccation (Boynton, 1983).	68
Figure II-31. Variation du coefficient b par rapport à la température à la pression atmosphérique (Jaynes, 1990).	69
Figure II-32. Rapport d'évolution de la perméabilité en fonction de la différence entre la teneur en eau de compactage et la teneur en eau à l'optimum avec une énergie faible, modérée et forte ; résultats obtenus sur une argile d'indice de plasticité 35 (d'après Albrecht, 1996).	70
Figure II-33. Déformations volumiques de dessiccation en fonction de la teneur en eau de compactage (d'après Daniel et Wu, 1993).	70
Figure II-34. Définition des domaines acceptables permettant l'obtention du seuil de perméabilité requis en fonction des domaines de chacun des paramètres (d'après Daniel et Wu, 1993).	71
Figure II-35. Effet du gel-dégel sur la perméabilité d'une argile compactée à une teneur en eau plus grande et plus petite que l'optimum Proctor (d'après Kim et Daniel, 1992).	71
Figure II-36. Déformations induites par une flexure ou elongation des couches de sol sous tassement différentiel	

(d'après Cheng and al, 1994).	72
Figure II-37. Perméamètre à charge variable (J.Léreau, 2006).	73
Figure II-38. Cellule œdométrique spécifique pour mesures de perméabilité à gradient de charge constant (L.BERTRAND, 2002).	74
Figure II-39. Méthode du régime permanent (Xiang-Ling LI, 1999).	75
Figure II-40. Profils typiques de la succion et de la teneur en eau volumique pendant le mouillage (Xiang-Ling LI, 1999).	76

CHAPITRE III .

Figure III-1. Situation géographique de CSD Saf-Saf.	80
Figure III-2. Courbe granulométrique de matériau étudié.	82
Figure III-3. Courbe de compactage OPN du matériau étudié.	82
Figure III-4. Chemins oedométriques du matériau étudié.	83
Figure III-5. Courbe de résistance au cisaillement.	84
Figure III-6. Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide (Belhachemi, 2005).	Plan $[W_f, s]$ 85
Figure III-7. Courbe d'étalonnage du PEG (Nowamooz, 2007).	86
Figure III-8. Chemins de drainage-humidification sur la marne de Saf Saf initialement saturée, préparée sous forme de pâte à 1.5 w_L .	88
Figure III-9. Chemin de drainage d'un sol fin (Taïbi, 1994).	89
Figure III-10. Comparaison entre les chemins de drainage-humidification et le chemin oedométrique sur la marne de Saf Saf	90
Figure III-11. Chemins de drainage-humidification sur matériau compacté (Marne de Saf Saf)	91
Figure III-12. Comparaison entre chemins de drainage-humidification sur matériau compacté et sur une pâte ..	92
Figure III-13. Courbes de perméabilité saturée en fonction de la contrainte appliquée	93
Figure III-14. Courbe de drainage du matériau sous forme de pâte	94
Figure III-15. Valeurs calculées de perméabilité à partir de la courbe de drainage du matériau sous forme de pâte	95
Figure III-16. Courbes calculées de perméabilité pour différents états initiaux (Pâte, OPN, OPN-2% et OPN+2%)	95
Figure III-17. Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur (Sayad Gaidi C, 2003).	97
Figure III-18. Etapes de confection des éprouvettes de sols (LACHGUEUR KARIMA, 2007)	98
Figure III-19. Schéma de principe d'échange d'eau entre l'échantillon et l'enceinte du dessiccateur.	100
Figure III-20. Exemple de résultat de l'évolution de $\ln[V_w T - V_w(t)]$ en fonction du temps.	104
Figure III-21. Evolution de la perméabilité en fonction du degré de saturation (Marne de Saf Saf).	105
Figure III-22. Evolution de la perméabilité en fonction de la succion (Marne de Saf Saf).	105
Figure III-23. Valeurs mesurées de perméabilité en utilisant la méthode osmotique et celle des solutions salines saturées dans le plan (Log k, log u_c)	106

CHAPITRE IV.

Figure IV-1.	Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).....	109
Figure IV-2.	Définition de E0 et de E50.....	112
Figure IV-3.	Situation géographique de CSD Saf-Saf.	125
Figure IV-4.	Vue en coupe du projet.....	126
Figure IV-5.	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	128
Figure IV-6.	Maillage du projet.	128
Figure IV-7.	Génération des pressions interstitielles initiales.....	128
Figure IV-8.	Choix de K_0	129
Figure IV-9.	Génération des contraintes initiales.	129
Figure IV-10.	Déformation de maillage ($\times 100$) <Phase 1>.....	130
Figure IV-11.	Répartition des contraintes effectives principales <Phase 1>.....	130
Figure IV-12.	Répartition de contraintes totales principales <Phase 1>.	130
Figure IV-13.	Répartition des déplacements totaux <Phase 1>.	131
Figure IV-14.	Répartition des déplacements verticaux <Phase 1>.....	131
Figure IV-15.	Répartition des déplacements horizontaux <Phase 1>.	131
Figure IV-16.	Iso-contours des déplacements totaux <Phase 1>.	131
Figure IV-17.	Représentation du maillage déformé du casier après la phase de consolidation ($\times 10$) <Phase 9>.	132
Figure IV-18.	Surpressions interstitielles après la phase de consolidation ($\times 2$) <Phase 9>.....	132
Figure IV-19.	Répartition des contraintes totales principales après la phase de consolidation <Phase 9>.	132
Figure IV-20.	Répartitions des contraintes effectives principales après la phase de consolidation <Phase 9>..	133
Figure IV-21.	Pressions interstitielles après la phase de consolidation ($\times 0.01$) <Phase 9>.	133
Figure IV-22.	Répartitions des déplacements totaux après la phase de consolidation ($\times 20$) <Phase 9>.	133
Figure IV-23.	Répartition des déplacements verticaux après la phase de consolidation ($\times 20$) <Phase 9>.....	133
Figure IV-24.	Répartition des déplacements horizontaux après la phase de consolidation ($\times 30$) <Phase 9>. ...	134
Figure IV-25.	Iso-contours des déplacements totaux <Phase 10>.	134
Figure IV-26.	Détail des Iso-contours des déplacements totaux en tête du talus ($1/2$) <Phase 10>.....	134

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I .

Tableau I-1.	Densité des fibres utilisées dans la fabrication des géotextiles.....	14
Tableau I-2.	Caractéristiques des lixiviats d'ordures ménagères (Christensen et al, 1994).....	31
Tableau I-3.	Nuisances et impacts	33

CHAPITRE II .

Tableau II-1.	Caractéristiques microscopiques des principales argiles.....	40
Tableau II-2.	Relation humidité relative - succion (Delage & Cui 2000).....	52
Tableau II-3.	Facteurs affectant la perméabilité.....	62
Tableau II-4.	Expressions mathématiques du coefficient de perméabilité (Cui, 1996)	77

CHAPITRE III .

Tableau III-1.	Identification physico-chimique du matériau étudié.....	81
Tableau III-2.	Succions initiales mesurées lors de la réalisation des éprouvettes	85
Tableau III-3.	Les concentrations du PEG utilisées.....	86
Tableau III-4.	Concentrations des solutions salines utilisées.....	87
Tableau III-5.	Comparaison entre les coefficients de compressibilité/gonflement et de drainage/humidification 90	
Tableau III-6.	Synthèse des valeurs caractéristiques de la marne de Saf Saf.....	92
Tableau III-7.	Valeurs de la perméabilité mesurées au début de l'essai oedométrique pour la marne de Saf Saf à différents états initiaux (Pâte, OPN, OPN-2% et OPN+2%).....	93
Tableau III-8.	Valeurs calculées de perméabilité de la marne de Saf Saf pour différents succions et différents états initiaux 96	

CHAPITRE IV .

Tableau IV-1.	Propriétés des couches de sols.....	126
Tableau IV-2.	Propriétés de la géomembrane (Geosynthetic Research Institute).	127
Tableau IV-3.	Propriétés des déchets.	127

RÉSUMÉ

Actuellement, le stockage des déchets ménagers ou industriels fait l'objet d'inquiétudes par rapport à la protection du sous sol. En effet, les déchets stockés génèrent des lixiviats pouvant s'infiltrer dans le sous sol et contaminer la nappe phréatique.

La prévention est envisagée à travers des systèmes d'étanchéification tel que des géomembrane et/ou un sol fin compacté de faible perméabilité (Inférieure à 10^{-9} m/s).

En outre, une parfaite connaissance du comportement hydrique de la barrière est nécessaire pour prédire les vitesses de filtrations des lixiviats. Souvent les sols compactés utilisés dans ces sites se trouvent dans un état non saturé, ce qui complique encore le problème car la conductivité hydraulique dépendant du degré de saturation du sol ou sa succion, est difficile à mesurer.

Le mémoire comporte une étude expérimentale concernant une argile compactée partiellement saturée utilisée dans la construction de la barrière passive du fond du centre de stockage de déchets du grand groupement de Tlemcen (Saf-Saf).

L'étude comporte une caractérisation complète du matériau. L'accent est mis sur le comportement hydrique à travers les chemins de drainage-humidification ainsi que les mesures de la conductivité hydraulique. Le matériau est considéré dans différents états initiaux.

Différentes méthodes complémentaires sont utilisées, d'une part, pour la caractérisation des chemins de drainage et humidification, et d'autre part, pour la mesure de la conductivité hydraulique en fonction du degré de saturation et de la succion (méthode osmotique, méthode des dessiccateurs à solutions salines saturées, modèle de Fredlund & Xing basé sur l'interprétation des courbes de rétention d'eau).

Les techniques d'imposition de la succion couvrent une gamme de succions allant jusqu'à plus de 340 MPa. Ces niveaux de succion permettent de mesurer des très faibles valeurs de perméabilité non saturée de l'ordre de 10^{-14} m/s.

La dernière partie du mémoire est consacrée à la modélisation numérique du Centre de Stockage de Déchets du grand groupement de Tlemcen. Nous étudions la stabilité des flancs de casier, le tassement et la consolidation du sol en place et du massif de déchets par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel (PLAXIS V8).

Mots clés :

Sol non saturé, succion, conductivité hydraulique, drainage-humidification, sol argileux, barrière d'étanchéité, Centre de Stockage de Déchets, PLAXIS V8.

ABSTRACT

Currently, storage of domestically or industrial waste is subject to concerns about the protection of the soil. Indeed, the stored waste generates the leachate which could infiltrate into the soil and contaminate groundwater.

Prevention is envisaged through sealing systems such as geomembrane and / or a compacted soil with a low permeability (less than 10^{-9} m / s).

In addition, a thorough knowledge of the hydraulic behavior of the barrier is needed to predict the rates of filtration of leachate. Often compacted soils used in these sites are in a unsaturated state, which further complicates the problem because the hydraulic conductivity depending on the degree of soil saturation or its suction, is difficult to measure.

This report includes an experimental study on a partially saturated compacted clay used in the construction of the passive barrier of the bottom of the waste storage center from the large group of Tlemcen (Saf-Saf).

The study includes a complete characterization of the material. Emphasis is placed on the hydraulic behavior through the paths of drying- wetting as well as measures of hydraulic conductivity. The material is in different initial states.

Various complementary methods are used, firstly, to characterize paths of drying and wetting, and secondly, for the measurement of hydraulic conductivity based on the degree of saturation and suction (osmotic method, method of desiccators with saturated salt solutions, Fredlund & Xing model based on the interpretation of the curves of water retention).

Techniques for imposition of the suction cover a range of suctions going until more 340 MPa. These levels of suction can measure very low values of unsaturated permeability of the order of 10^{-14} m / s.

The last part of the report is devoted to numerical modeling of the waste storage center of the large group of Tlemcen. We study the stability of sides of the cell, settlement and consolidation of the existing soil and waste by the finite element method using the software (PLAXIS V8).

Keywords:

Unsaturated soil, suction, hydraulic conductivity, drying- wetting, clay soil, moisture barrier, waste storage center, PLAXIS V8.

الملخص

حاليا ، يشكل تخزين النفايات المنزلية أو الصناعية موضوع قلق بشأن حماية باطن الأرض , إذ أن العصاراة الناجمة عن النفايات المخزنة يمكن أن تتسرب إلى المياه الجوفية و تلوث التربة التحتية, و لكي نقلل من هذه العلل يجب علينا وضع طبقات عازلة من المواد المصنعة أو الطبيعية ذات نفاذية منخفضة (أقل من 10^{-9} م/ث).

بالإضافة، هناك حاجة إلى معرفة دقيقة للسلوك الهيدروليكي للطبقة العازلة لتوقع سرعة تسرب العصاراة. أيضا ، غالبا ما تكون التربة المضغوطة المستعملة في هذه المواقع في الحالة غير المشبعة مما يزيد من تعقيد المشكلة لأن النفاذية تتغير بتغير درجة تشبع التربة أو الامتصاص و التي يصعب قياسها.

البحث يتضمن دراسة تجريبية تتعلق بتربة غضارية مضغوطة و مشبعة جزئيا مستعملة في بناء الطبقة العازلة الموجودة في جوف مركز تخزين النفايات لولاية تلمسان (الصنفاص) .

كما تتضمن الدراسة توصيف كامل لخصائص التربة و يتم التركيز على سلوك النفاذية من خلال دورات التجفيف و التبليل ، فضلا عن قياسات نفاذية التربة على الشكليين عجينا و مضغوطا.

أجري قياس نفاذية التربة غير المشبعة, في مجال قيم الضغط الامتصاصي المرتفعة بواسطة تقنية تدعى "طريقة المجففات" مبدؤها يعتمد على قياس تبادلات الماء بين عينة التربة و المحيط السائد الخاضع لרטوبة نسبية مفروضة بواسطة محاليل ملحية مشبعة.

في مجال قيم الضغط الامتصاصي المنخفضة, استعملنا " طريقة فرادلوند" لقياس النفاذية من خلال منحنى تجفيف التربة.

التقنيتان اللتان تم استعمالهما لفرض الامتصاص هما طريقة الحلول و الأملاح المشبعة, و التي مكنتنا من فرض قيمة الامتصاص تفوق 340 ميجا باسكال. و مستويات الامتصاص هذه, تسمح بقياس قيم منخفضة جدا لنفاذية التربة الغير المشبعة (أقل من 10^{-14} م/ث).

و يخصص الجزء الأخير من البحث للنمذجة الرقمية المتعلقة بمركز تخزين النفايات لولاية تلمسان. حيث نقوم بدراسة استقرار جوانب القمامات , التركيم , تراص التربة في الموقع المعني , إضافة إلى النفايات الصلبة , من خلال طريقة العناصر المنتهية باستخدام برنامج (بلاكسيس ف8) .

كلمات المفتاحية :

التربة الغير المشبعة, الامتصاص, نفاذية, التجفيف و التبليل, تربة غضارية, طبقة عازلة, مركز تخزين النفايات.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La croissance de la population dans les zones urbaines et rurales, entraîne une production de plus en plus importante des déchets ménagers et industriels. Une des conséquences de ces déchets est leur impact sur la qualité des sols et, par conséquent, sur la qualité des eaux souterraines ; en cas de contamination par les jus de lixiviats des décharges qui peuvent s'y infiltrer sous l'action des eaux de pluies.

Dans le domaine de la gestion des déchets, beaucoup de pays ont développé différents types d'approches pour offrir un ensemble de solutions adaptables à leurs capacités d'investissement et à leur gestion.

La diversification des techniques de traitement des déchets amène à des choix parfois complexes. Chaque mode de traitement présente des avantages et des inconvénients, et il n'existe pas de panacée. Il faut déterminer le mode de traitement le plus adapté au contexte socio-économique local.

Le centre de stockage de déchets est un procédé géotechnique considéré comme une méthode d'élimination des déchets. Par ces barrières étanches passive et active, dont la perméabilité est inférieure à 10^{-9} m/s, le centre de stockage de déchets peut limiter les méfaits que les circulations d'eau peuvent engendrer.

Les propriétés particulières des argiles de faible perméabilité et leur bonne capacité de rétention notamment, en font des matériaux très intéressants pour la construction des barrières d'étanchéité dans les sites de stockage de déchets en surface et en grande profondeur.

Cependant, ces matériaux pourraient être soumis à des variations de température et de contraintes mécaniques et hydrauliques importantes qui peuvent mettre en cause leur bon

fonctionnement. Il paraît donc important de prévoir le comportement de ces matériaux, afin de mieux maîtriser leur utilisation.

C'est dans ce contexte que se situe le travail d'initiations à la recherche présenté dans ce mémoire.

Pour mener à bien ce travail nous l'avons divisé en quatre chapitres :

Le chapitre I, consacré à l'établissement du lien entre la géotechnique et l'environnement, commence d'abord par la présentation des différentes classes des centres de stockage de déchets en citant les exigences réglementaires Algériennes requises en terme de perméabilité et sont comparées aux solutions techniques mises en œuvre dans d'autres pays. Les matériaux géosynthétiques ou minéraux utilisés pour répondre aux exigences réglementaires sont ensuite présentés avec des éléments de réflexion sur les conditions réelles d'utilisation et les performances de ces matériaux.

Le chapitre II est organisé en trois parties principales. La première partie est consacrée à la description des argiles à l'échelle élémentaire. Elle permet d'expliquer les processus d'hydratation et de gonflement qui s'y développent et d'identifier les différents mécanismes résultant des interactions physico-chimiques et prenant place à l'échelle microscopique.

Dans la deuxième partie nous avons défini la succion, ainsi que ces composantes, ensuite les différentes techniques expérimentales permettant sa mesure et son contrôle. Enfin, un inventaire des principaux résultats expérimentaux sur chemin de drainage-humidification a été dressé. Ces résultats concernent plusieurs types de sol fins à différents états initiaux.

La troisième partie sera consacrée à l'étude de la perméabilité et les facteurs pouvant l'influencer, et passe en revue les différentes techniques permettant sa mesure au laboratoire.

Le chapitre III regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur la marne de Saf Saf préparée initialement sous différents états initiaux (compacté et sous forme de pâte). Ces essais sont organisés selon trois axes principaux : la caractérisation physico-chimique, géotechnique, la détermination de courbe de drainage-humidification et l'étude de la perméabilité saturée et non saturée.

Le quatrième chapitre représente la modélisation numérique du Centre de Stockage de Déchets du grand groupement de Tlemcen. Nous étudions la stabilité des flancs de casier, le tassement et la consolidation du sol en place et du massif de déchets par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel (PLAXIS V8).

Certaines parties de ce travail sont reportées en annexes pour assurer une plus grande cohérence et une meilleure lisibilité du texte principal.

Nous achevons notre mémoire par une conclusion générale regroupant les différents résultats et quelques perspectives envisageables pour ce travail.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITES SUR LES CENTRES DE STOCKAGE DES DÉCHETS

1 INTRODUCTION

Le progrès économique et social, en même temps que les multiples avantages que nous lui connaissons, a amené son lot de problèmes dont l'augmentation continue de la quantité de déchets ménagers et la brusque apparition des déchets industriels toxiques. Cette véritable rançon payée pour améliorer nos conditions d'existence s'accompagne d'un sérieux danger pour la santé publique, les écosystèmes, le cadre de vie et l'économie.

En Algérie, la situation est aggravée à la fois par la concentration de la population sur la bande littorale, où se trouvent les centres urbains et les zones industrielles, et par les insuffisances des infrastructures existantes qui ne sont pas en mesure de faire face à une gestion environnementale des déchets. Conséquence parmi d'autres : la contamination des eaux de surface et des eaux souterraines qui a pour cause les décharges sauvages des déchets urbains, entraînant des atteintes grave à la santé publique.

La pollution, la détérioration du cadre de vie et les atteintes aux écosystèmes sont des réalités tangibles dans notre pays. Les quelques 8000.000 t de déchets municipaux produits annuellement sont dans presque leur quasi-totalité répartis sur quelques 3000 décharges sauvages occupant environ 150.000 hectares. Bien que peu d'études aient été effectuées sur les risques de contamination des eaux, il faut s'attendre à ce qu'il y ait pour la majorité de ces dépôts des infiltrations de lixiviats dans le sous-sol.

C'est ainsi que devant l'ampleur des problèmes, le secteur environnemental qui a longtemps erré d'une institution à une autre, est désormais pris en charge par le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (MATE) mise en place en 2000.

Dans la stratégie environnementale développée par le MATE, la prise en charge du volet gestion des déchets solides constitue une priorité juridique et institutionnelle. C'est dans ce cadre qu'une loi relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets a été promulguée en décembre 2001. Cette loi définit clairement les responsabilités, fixe les principes d'une gestion écologiquement rationnelle des déchets y compris la réduction à la source, le recyclage et les traitements valorisants. Cette loi ouvre aussi la voie à la délégation du service public et, par là, à la privatisation partielle ou totale des activités liées à la gestion des déchets solides.

2 LES CENTRES DE STOCKAGE DE DECHETS : CONTEXTES REGLEMENTAIRE ET MISE EN ŒUVRE

Aujourd'hui, la production annuelle d'ordures ménagères de chaque algérien a doublé en 40 ans. Plus d'un kilo de déchets par personne sont produits chaque jour (Source METAP, 2004). Jusque dans les années 1980, peu d'attention étaient accordées au devenir de ces déchets qui étaient enfouis dans de très nombreuses décharges non contrôlées dont l'impact sur l'environnement n'était pas évalué.

La prise de conscience d'un besoin de préservation de l'environnement et de la santé publique a émergé dans le même temps et la réduction des impacts anthropiques sur le milieu naturel est devenue un enjeu de société.

Bien avant la notion de développement durable apparue récemment, et grâce aux connaissances scientifiques acquises et à l'apparition de nouveaux produits dans le domaine du génie civil, des moyens techniques ont été envisagés pour que l'enfouissement des déchets ménagers, toujours plus nombreux, soit effectué dans des conditions limitant l'impact sur l'environnement.

Les solutions techniques développées ont été intégrées dans un cadre réglementaire, ce qui a

permis de faire évoluer l'ancienne décharge peu respectueuse du milieu environnant vers le concept de Centre de Stockage de Déchets, système performant de stockage et de confinement des déchets offrant la garantie d'impacts très limités vers la biosphère.

Les Centres de Stockage de Déchets (CSD) sont des ouvrages de génie civil complexes auxquels la législation demande un niveau de performance élevé ainsi qu'une pérennité, dans le but d'assurer vis-à-vis du milieu environnant un niveau de protection répondant à des critères très stricts.

Le confinement prévu dans les réglementations algériennes a été établi en réponse à certaines préoccupations liées à l'expérience passée sur les décharges, il a pour objectifs d'assurer :

- La réduction des entrées et sorties d'eau du site ;
- Un drainage efficace des lixiviats afin de réduire les percolations à travers le sol ;
- La pérennité du système de confinement pendant plusieurs dizaines d'années correspondant à la lente évolution des déchets.

Afin d'atteindre ces trois objectifs, la réglementation sur l'aménagement des centres de stockages impose l'existence d'une double barrière de sécurité :

Une barrière de sécurité active, assurant le drainage et la collecte des lixiviats. Elle est constituée par un complexe d'étanchéité drainage associant des géosynthétiques (géomembrane, géotextile) et des matériaux naturels (couche drainante).

Une barrière de sécurité passive, La barrière de sécurité passive constitue la garantie à long terme de l'installation de stockage. L'étanchéité de fond et de paroi doit être optimale afin de garantir la protection du milieu naturel environnant, en empêchant :

- Les lixiviats de polluer les nappes phréatiques et le sol environnant (flux sortant du stockage) ;
- L'arrivée des eaux souterraines dans le site (flux entrant), dans certains cas particuliers de configuration géologique

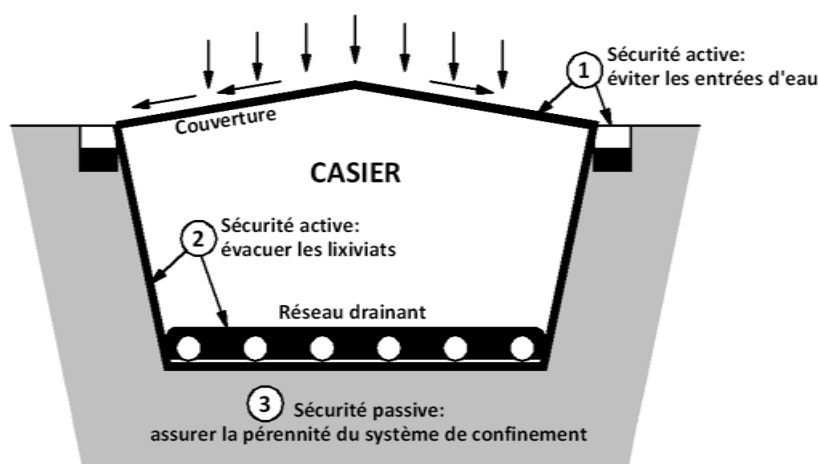


Figure I-1. Principe du confinement

Cette fonction principale d'étanchéité est caractérisée par la perméabilité du matériau constituant la barrière de sécurité passive.

L'étanchéité de la barrière passive doit être pérenne. Elle devra résister de manière durable :

- Aux sollicitations mécaniques lors de la mise en œuvre et en service ;
- Éventuellement à l'action chimique des lixiviats.

2.1 CLASSIFICATION DES DÉCHETS

Sur le plan réglementaire, les déchets sont classés en fonction de leur origine et de leur toxicité. Le type et la structure de stockage dépendent de la nature et des caractéristiques des déchets. Les textes réglementaires actuels distinguent trois grands types de déchets :

Déchets inertes (I) : sont des déchets qui ne subissent en cas de stockage aucune modification physique, chimique ou biologique importante. Ces déchets ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique, chimique ou biologique de nature à nuire à l'environnement. Leur potentiel polluant, leur teneur élémentaire en polluants ainsi que leur écotoxicité doivent être insignifiants.

Déchets ménagers et assimilés : comprennent notamment les déchets industriels banals qui sont les déchets provenant de l'industrie, du commerce, de l'artisanat, des services, des administrations et des activités de toutes natures, dès lors qu'ils ne sont ni inertes ni dangereux.

Déchets dangereux (D) : sont constitués des déchets dangereux des ménages, des déchets des soins et assimilés à risque et des déchets industriels spéciaux (déchets organiques ou minéraux comme les hydrocarbures, les goudrons, solvants, acides de décapage, cendres volantes, etc.). Ils doivent faire l'objet de sujétions spéciales d'élimination. Ils peuvent être placés dans des centres de stockage spécifique, dont les conditions d'implantation doivent garantir une haute protection de l'environnement.

2.2 LA RÉGLEMENTATION ALGÉRIENNE

L'avant projet d'arrêté ministériel algérien, fixant les règles d'aménagement et d'exploitation applicables aux centres d'enfouissement techniques, de mise en décharge et de stockage des déchets, relatif au stockage de certains déchets industriels spéciaux, indique que la barrière de sécurité passive doit être constituée par une formation géologique naturelle en place ou rapportée, ayant une épaisseur minimale de 5 m et dont le coefficient de perméabilité est inférieur ou au plus égal à 1.10^{-9} m/s sur le fond et les flancs de chaque alvéole.

Une coupe type conforme à la réglementation des barrières de sécurité d'un stockage de déchets industriels spéciaux est présentée Figure I-2.

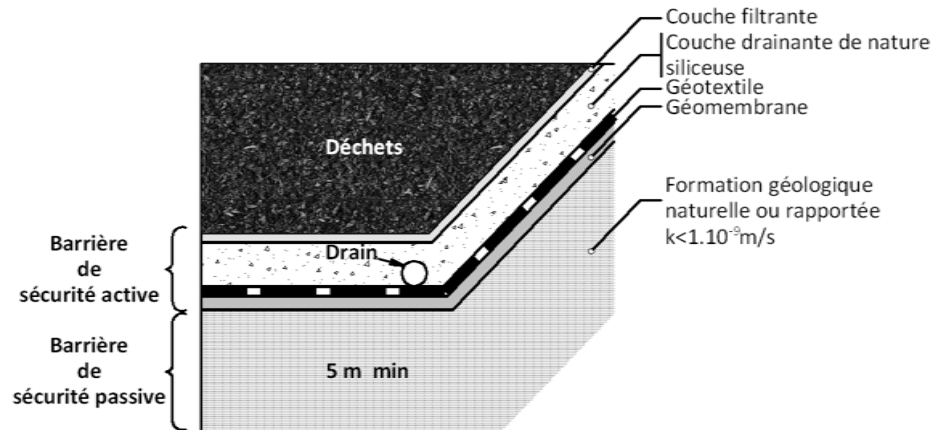


Figure I-2. Coupe schématique de la double barrière de sécurité préconisée pour le stockage des déchets industriels spéciaux.

Dans le cas des déchets ménagers et assimilés, le "Guide pour la conception de Centre d'Enfouissement Technique des déchets ménagers §5, Page 4, MATE 2005" indique que la barrière de sécurité passive doit présenter, un coefficient de perméabilité inférieure à 1.10^{-9} m/s sur au moins 1 m. La Figure I.3 donne une coupe schématique des barrières de sécurité dans le cas d'un stockage des déchets ménagers et assimilés.

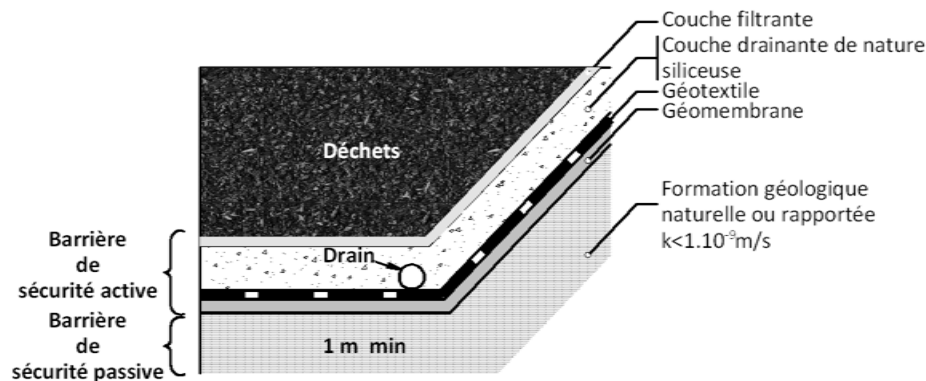


Figure I-3. Coupe schématique de la double barrière de sécurité préconisée pour le stockage des déchets ménagers et assimilés.

Pour les déchets inertes, l'article 9 de l'avant projet d'arrête ministériel algérien indique que la barrière de sécurité passive doit avoir un coefficient de perméabilité inférieure à 1.10^{-7} m/s sur une épaisseur inférieure ou égale à 1 mètres.

La couverture d'un site de stockage de déchets est sans doute la structure qui a le plus de conséquences sur le devenir à moyen et long terme du site, et sur son impact sur l'environnement. Les fonctions que doivent remplir les éléments constitutifs d'une couverture sont multiples : drainage des effluents liquides et gazeux, étanchéité, filtration, protection contre l'intrusion, support du couvert végétal, etc.

Deux concepts de couverture sont préconisés en fonction de la nature des déchets. L'un interdit totalement les échanges avec l'extérieur, alors que l'autre est basé sur une infiltration contrôlée :

- L'écran semi-perméable est réalisé en matériaux naturels argileux remaniés et compactés sur une épaisseur d'au moins un mètre, ou tout autre dispositif équivalent assurant la même efficacité ;

- L'écran imperméable est composé d'une géomembrane ou tout autre dispositif équivalent surmontant un niveau d'un mètre de puissance d'une perméabilité inférieure ou égale à 1.10^{-9} m/s.

2.3 LA RÉGLEMENTATION FRANÇAISE

L'Arrêté du 18 décembre 1992 relatif aux déchets industriels spéciaux ultimes (Classe I) a permis de fixer les critères d'admissibilité de ces déchets en CSD suivant leur nature. Ils ont été classés en différentes catégories : les déchets dangereux, les déchets non-dangereux et les déchets inertes. La classification de ces déchets a été accompagnée de critères d'implantation, de sélection, de conception et d'aménagement des sites avant exploitation.

D'un point de vue hydraulique, ce texte a posé les bases d'un nouveau concept d'étanchéité. Il stipule que « le contexte géologique et hydrogéologique dans lequel s'inscrit l'installation de stockage doit être favorable et non sollicité. Son rôle est donc de constituer une barrière de sécurité passive qui est l'enveloppe de garantie de l'installation, sachant que l'aménagement du site est réalisé de telle façon que cette barrière ne soit pas sollicitée. Un dispositif de drainage incluant à sa base une géomembrane constitue un niveau de sécurité active ».

D'autre part, « le niveau de sécurité passive est représenté par une formation géologique naturelle en place ou rapportée selon les règles de l'art, d'épaisseur minimum 5 m dont le coefficient de perméabilité est inférieur ou égal à 10^{-9} m par seconde, sur le fond et les flancs de l'installation de stockage » et « Afin de faciliter le drainage des lixiviats, une géomembrane manufacturée, chimiquement compatible avec les déchets stockés et mécaniquement acceptable au regard de la géotechnique du projet, est installée sur le fond et les flancs de l'installation de stockage ».

Cette association d'une barrière passive de nature minérale et d'un niveau de sécurité actif de nature synthétique constitue le dispositif d'étanchéité composite (voir Figure I-4). Nous pouvons aussi remarquer que le rôle de la géomembrane est défini dans ce texte comme élément de système drainant. L'article 20 de ce texte précise que « un niveau drainant complété d'une couche de pose peut être installé sous la géomembrane » sans exposer explicitement les raisons de cet ajout éventuel (François CARTAUD, 2004).

L'Arrêté du 9 septembre 1997 relatif aux décharges existantes et nouvelles installations de stockage de déchets ménagers et assimilés (Classe II) a étendu, comme son nom l'indique, les principes du stockage énoncés précédemment aux déchets ménagers et aux déchets industriels inertes. L'aménagement du site est similaire à celui requis par l'Arrêté de 1992, à l'exception de la barrière passive qui « est normalement constituée par le substratum du site qui doit présenter, de haut en bas, une perméabilité inférieure à 10^{-9} m.s⁻¹ sur au moins 1 m et inférieure à 10^{-6} m.s⁻¹ sur au moins 5 m ».

Un autre aspect important du fonctionnement hydraulique d'une CSD est précisé, « l'ensemble de l'installation de drainage et de collecte des lixiviats est conçu pour limiter la charge hydraulique à 30 cm en fond de site ». L'éventualité de la présence d'un niveau drainant ou d'une couche de pose n'est pas mentionnée dans le texte réglementaire, mais nous verrons par la suite qu'un géotextile est très fréquemment posé sous la géomembrane en Installation de Stockage de Déchets ménagers et assimilés. Il est légitime de s'interroger sur les causes de la pose d'un tel élément par les exploitants des CSD et surtout sur l'impact hydraulique que peut avoir un tel niveau drainant venant s'intercaler au sein du dispositif d'étanchéité.

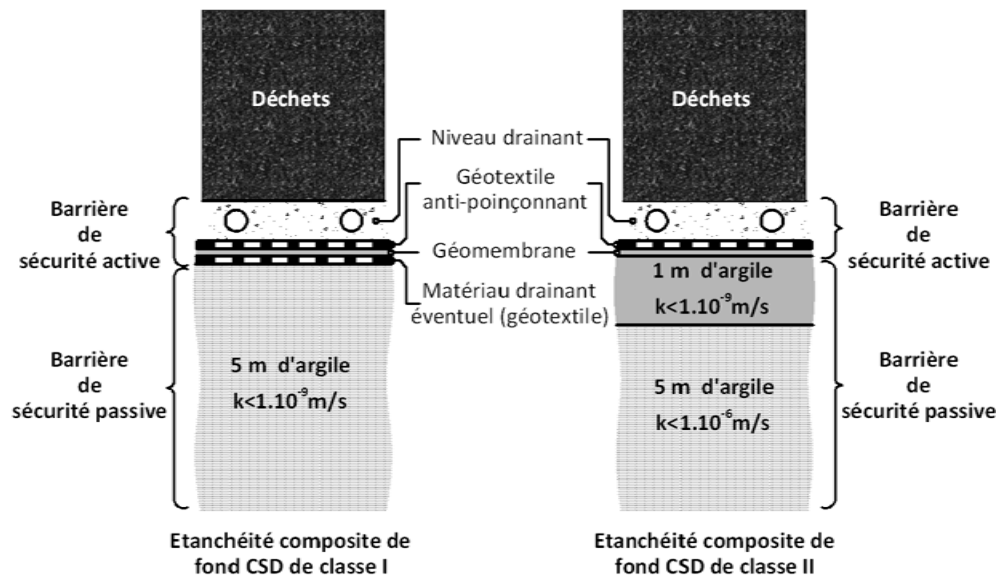


Figure I-4. Principe de l'étanchéité de fond de CSD selon la réglementation française.

2.4 LA REGLEMENTATION AMERICAINE

Les réglementations américaines sont à la fois fédérales et propres à chaque état, elles sont édictées par l'Environment Protection Agency (EPA) et méritent d'être brièvement citées car elles diffèrent de la réglementation française en plusieurs points. Concernant le stockage des déchets dangereux un système de double étanchéité doit être mis en œuvre, qui est constitué d'une barrière d'étanchéité composite comprenant son dispositif de drainage sur laquelle vient se positionner une seconde géomembrane agrémentée d'un second dispositif de drainage. Ce dispositif est censé pouvoir garantir une charge hydraulique appliquée sur l'étanchéité composite inférieure à 30 cm.

La réglementation fixée par l'EPA pour les installations de stockage de déchets ménagers peut paraître d'un niveau de sécurité inférieur à la réglementation française car l'étanchéité composite doit être composée d'un géofilm d'au moins 0,75 mm d'épaisseur (1,5 mm dans le cas d'une géomembrane de polyéthylène haute densité) reposant sur une barrière minérale d'une épaisseur minimale de 60 cm de conductivité hydraulique inférieure ou égale à 10^{-9} m.s^{-1} . Cependant, il est spécifié que la géomembrane doit être en contact direct et uniforme avec le sol compacté sous-jacent et l'expression « contact intime » est ajouté dans la réglementation de certains états. Cette notion de contact entre les deux éléments de l'étanchéité composite, qui constitue le fondement de ce travail de thèse, fait défaut dans les textes réglementaires français. On remarque également que la réglementation américaine considère la géomembrane comme partie intégrante du système d'étanchéité, et non comme élément du dispositif de drainage.

Il apparaît donc que la technique retenue pour garantir l'étanchéité d'une installation de stockage est commune aux réglementations américaines et françaises ainsi qu'à de nombreux autres pays tels que l'Allemagne, le Japon (Kamon et al, 2002) et basée sur l'association de propriétés complémentaires des matériaux constituant un système multi-couches performant, l'étanchéité composite.

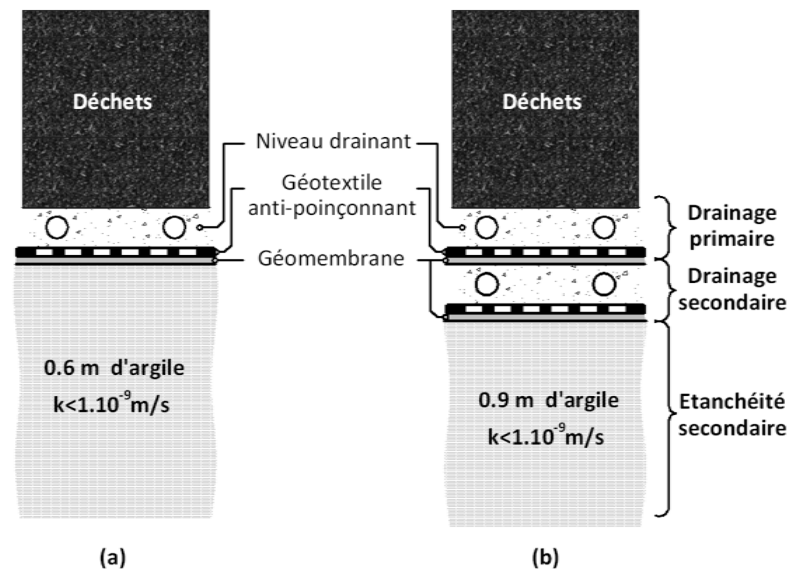


Figure I-5. Principe de l'étanchéité de fond de CSD selon la réglementation américaine : (a) pour les CSD de déchets ménagers (b) pour les CSD de déchets dangereux, dans lesquels le principe de système de double étanchéité est imposé (d'après Touze-Foltz, 2001).

3 MATERIAUX CONSTITUTIFS DES DISPOSITIFS D'ETANCHEITE COMPOSITE

Nous avons vu que le concept d'étanchéité composite repose sur l'association de matériaux aux propriétés complémentaires, les géosynthétiques constituant la barrière de sécurité active et la couche d'argile compactée constituant la barrière de sécurité passive. Ce dispositif multicouche utilise les propriétés complémentaires des matériaux utilisés, dont les fonctions sont résumées dans le diagramme de la Figure I-6.



Figure I-6. Diagramme du principe de l'étanchéité composite et des matériaux utilisés.

3.1 LES GEOMEMBRANES

Les géomembranes, qui appartiennent à la famille des géosynthétiques, sont définies par l'AFNOR comme « des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides, même sous les sollicitations en service » (Rollin et al, 2002a).

Les géosynthétiques sont définis quand à eux par l'International Geosynthetic Society comme « plans, à base de polymères naturels ou synthétiques, utilisés au contact de sol/roche ou tout autre matériau géotechnique dans des applications de génie civil ».

Les géomembranes sont manufacturées sous forme de nappes d'au moins 1 mm d'épaisseur et de largeur variable. Généralement produites et conditionnées sous forme de rouleaux, elles sont acheminées sur le chantier où elles doivent être assemblées pour assurer la continuité de l'étanchéité. Les produits d'épaisseur inférieure au millimètre n'entrent pas dans la catégorie des géomembranes et sont appelés géofilms.

Les propriétés d'étanchéité des géomembranes peuvent être employées dans de très nombreux ouvrages et leur fonction est particulièrement importante au sein des ouvrages hydrauliques. En CSD, les géomembranes sont utilisées pour l'étanchéité en fond et en talus des casiers, mais aussi pour les bassins de rétention des fluides collectés. Dans le cas d'une imperméabilité totale requise en couverture des casiers, les géomembranes peuvent également être employées.

3.1.1 Types de géomembranes

Deux grandes familles de géomembranes se distinguent, suivant leur composition : celles fabriquées à partir de bitumes, qui furent les premières géomembranes produites et celles fabriquées à partir de polymères synthétiques.

Les géomembranes bitumineuses se composent d'une masse d'enrobage (bitume oxydé, bitume modifié élastomère) qui leur apporte les propriétés d'étanchéité et d'un matériau fibreux qui leur confère à la fois tenue et résistance mécanique (Rollin et al, 2002a).

Les géomembranes polymères sont fabriquées à partir de la fusion d'une résine ou d'un mélange de résines synthétiques thermoplastiques ou élastomères. Parmi les polymères thermoplastiques les plus courants on peut distinguer le PEHD (polyéthylène haute densité), le PEBD (polyéthylène basse densité), le polypropylène flexible (PP-F) et le chlorure de polyvinyle plastifié (PVC-P). Les géomembranes élastomères les plus utilisées sont élaborées à base de polyéthylène chloro-sulfoné (PECS) ou d'éthylène-propylène-diène monomère (EPDM).

Les géomembranes incluent généralement dans leur composition des additifs, tels que des plastifiants, des stabilisants, des antioxydants et des anti-UV afin de retarder le vieillissement du matériau (Rollin et al. 2002a). Par ailleurs, l'additif anti-UV généralement employé est le noir de carbone qui confère alors à la géomembrane une couleur noire. Cette couleur noire provoque de hautes températures pouvant atteindre 60 °C lorsque les géomembranes sont soumises à l'insolation. La dilatation de la géomembrane va alors provoquer l'apparition de plis de grandes dimensions sous l'effet du soleil. Ce phénomène concerne particulièrement les géomembranes en PEHD.

3.1.2 Différentes structures des géomembranes

Les géomembranes peuvent, au niveau macroscopique, présenter une très grande variété de structures, qu'il est en règle générale possible de rattacher à l'une ou à plusieurs des grandes familles suivantes :

- les géomembranes monoplis ou multiplis,
- les géomembranes armées,
- les géomembranes composées.

3.1.2.1 Géomembranes monoplis ou multiplis

Les géomembranes monoplis et les géomembranes multiplis, parfois qualifiées de «géomembranes homogènes», présentent la structure la plus simple visuellement, bien que leur structure interne puisse être d'une grande complexité. En effet, elles peuvent être fabriquées en usine par superposition (à chaud et sous pression) de plusieurs feuilles ou films minces appelés plis dont les natures chimiques peuvent être différentes (couche externe traitée anti-UV ou à plastifiants spéciaux) sans qu'il apparaisse pour autant une hétérogénéité physique décelable visuellement.

On distingue ainsi les géomembranes monoplis des géomembranes multiplis.

Une géomembrane monopli est constituée d'un seul pli ; elle peut être composée mais non pas armée ou renforcée. Une géomembrane multipli est constituée de plusieurs plis adhérents entre eux, de nature identique ou différente.

3.1.2.2 Géomembranes armées

Les géomembranes armées sont des géomembranes dont les caractéristiques mécaniques ainsi que la stabilité dimensionnelle thermique sont améliorées par un renfort constitué d'une structure ou d'éléments continus placés en leur sein : ce renfort est alors appelé armature. Lorsque le (ou les) renforts sont discontinus, on préfère parler de géomembranes renforcées. Selon les géomembranes, l'armature peut être un textile non tissé ou une grille tissée. Les renforts peuvent être fibreux, en matière organique ou minérale. Toutes les géomembranes bitumineuses sont armées.

3.1.2.3 Géomembranes composées

Ce sont des produits manufacturés formés par superposition et assemblage de plusieurs composants dont au moins une géomembrane. Les composants autres que la géomembrane sont dénommés matériaux associés ; ils ne sont pas séparables de la géomembrane sans altération de celle-ci.

Le matériau associé peut être une couche de matière organique ou minérale, tissée, non tissée, tricotée, continue ou alvéolaire ; il apporte à la géomembrane une ou plusieurs des spécificités suivantes :

- protection contre le poinçonnement,
- protection contre l'agressivité chimique du support (compatibilité),
- amélioration de la stabilité dimensionnelle thermique,
- amélioration éventuelle de certaines caractéristiques mécaniques (dans ce cas il assure le rôle de renfort externe),
- modification du coefficient de frottement,
- amélioration des possibilités de collage de la géomembrane sur des supports variés (béton, métal,...). D'autres matériaux peuvent également être associés à la géomembrane : granulats de surface, films minces anti-adhérents ou anti-perforation.

3.1.3 Critères de sélection selon la fonction envisagée et la localisation dans l'ouvrage

Les différents types de géomembranes se distinguent par leur composition chimique, ce qui leur confère des propriétés particulières. D'une façon générale, on attend des géomembranes qu'elles remplissent leur fonction de nappe étanche aux fluides pendant une durée dans le temps suffisante pour que la nocivité des effluents ait considérablement diminué et ne représente plus un risque pour le milieu environnant. Les géomembranes doivent donc répondre à des critères à la fois de performance et de durabilité.

En fonction de leur localisation dans l'ouvrage, et nous ne nous intéresserons ici qu'au cas des CSD, les contraintes ne sont pas les mêmes et les propriétés des différentes géomembranes existantes doivent être prises en compte.

En couverture, les produits doivent être compatibles chimiquement avec la remontée éventuelle de biogaz et leurs propriétés mécaniques adaptées aux tassements différentiels. En talus, les géomembranes doivent être chimiquement résistantes au contact du lixiviat et posséder une forte résistance aux efforts de tractions dus aux pentes.

En fond de forme, les performances mécaniques qui constituent un critère de choix des géomembranes sont les propriétés de résistance au poinçonnement statique et dynamique. La compatibilité chimique avec le lixiviat est également encore un facteur de sélection.

Enfin, la mise en œuvre des matériaux est un critère qui intervient lorsque plusieurs types de géomembranes répondent aux exigences liées à la localisation au sein de CSD.

3.1.4 Principaux avantages et inconvénients des différents types de géomembranes

Les avantages et inconvénients de chaque type de géomembrane sont présentés succinctement. Les géomembranes bitumineuses sont facile à souder mais leur résistance chimique est insuffisante notamment au contact des hydrocarbures.

La souplesse des géomembranes EPDM est également un avantage mais le recul est insuffisant à l'heure actuelle pour pouvoir juger de leur durabilité.

Les géomembranes en PVC-P sont souples elles aussi mais sensibles aux hydrocarbures et aux UV, qui peuvent dans certains cas provoquer une perte de plastifiant entraînant une certaine rigidité pouvant conduire à la rupture mécanique du matériau.

Les géomembranes en PEHD présentent une excellente résistance aux sollicitations chimiques ce qui rend leur emploi très courant en étanchéité de CSD. Par contre, ce polymère confère une rigidité prononcée au matériau, ce qui rend sa soudure difficile, et le rend sensible à la dilatation sous l'effet de l'élévation de la température.

En conséquence, lorsque les géomembranes en PEHD sont soumises à l'exposition solaire au moment de la pose, des plis apparaissent immédiatement.

Enfin, les géomembranes à base de PP-F semblent compatibles chimiquement avec une utilisation en fond de CSD, leurs caractéristiques mécaniques étant également satisfaisantes. Ces géomembranes de PP-F pourraient donc présenter une alternative au PEHD en étanchéité de CSD, mais l'utilisation de ce polymère demeure largement prédominante.

3.2 LES GEOTEXTILES

Les géotextiles sont des matériaux textiles constitués d'un ensemble de fibres synthétiques

perméable à l'eau et à l'air, employés dans le domaine du génie civil et de la géotechnique, en contact avec des sols ou d'autres matériaux de construction.

La définition donnée par la norme ASTM D 4439 est : « un géosynthétique perméable composé uniquement de textile. Les géotextiles sont utilisés avec les fondations, les sols, les roches ou tout autre matériau géotechnique, comme partie intégrante d'un projet, d'une structure ou d'un système anthropique ».

La norme internationale ISO 10318 les définit comme « des matériaux tissés, non-tissés ou tricotés, perméables, à base de polymères, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil ».

Les géotextiles sont définis dans la norme française NF G 38-000 comme des « produits ou articles textiles utilisés dans le génie civil ».

Les géotextiles sont dénommés à la fois suivant leur type et leur fonction dans les ouvrages, ces deux derniers étant d'ailleurs liés. Le type d'un géotextile sous-entend plus son mode de fabrication que sa constitution réelle.

Les géotextiles sont très souvent composés de fibres synthétiques, nous allons donc utiliser une classification classique basée sur le mode de fabrication du produit (Koerner, 1998). Mis à part leur mode de production, les géotextiles sont aussi différenciés par leur fonction (protection, filtration, séparation etc.) et communément désignés par leur « grammage », correspondant à leur masse surfacique.

3.2.1 Types de géotextiles

Les produits géotextiles sont en grande majorité manufacturés à partir de filaments synthétiques, contrairement aux textiles qui utilisent souvent des matières naturelles telles que le coton, la laine, la soie etc. Les polymères les plus couramment utilisés pour leur fabrication sont le polyamide, le polypropylène, le polyester, le polyéthylène et enfin le nylon (Koerner, 1998). Le choix des fibres est lié aux différents modes d'assemblage.

Les densités des différents types de fibres relevées dans (Koerner, 1998) sont présentées dans le Tableau I-1 :

Constituant des fibres	Densité
Polyester	1.22-1.38
Nylon	1.05-1.14
Polyéthylène	0.90-0.96
Polypropylène	0.91

Tableau I-1. Densité des fibres utilisées dans la fabrication des géotextiles.

Suivant la manière d'assembler les fibres constituant la nappe du produit géotextile, nous pouvons distinguer les grandes familles de géotextiles selon trois catégories : les tissés, les non-tissés et les tricotés.

3.2.1.1 Les tissés

Les géotextiles tissés sont réalisés par l'entrecroisement de deux séries de fils parallèles, ce qui rend ces produits fortement anisotropes (Lambert, 1999). Les fibres forment un maillage régulier (carré, en losange etc..) de dimension variable mais généralement assez large (les fibres sont très nettement visibles à l'œil nu). Un exemple de trame de géotextile tissé est présenté en Figure I-7.

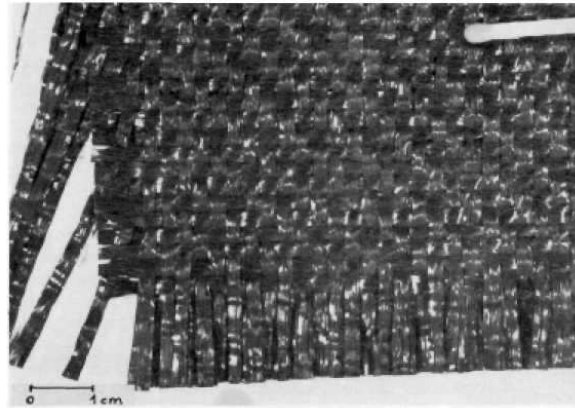


Figure I-7. Trame d'un géotextile tissé (d'après Lambert, 1999).

3.2.1.2 Les non-tissés

Les géotextiles non-tissés sont assemblés suivant un procédé de fabrication dans lequel les fibres, qui peuvent être courtes ou au contraire des filaments continus, sont projetées de façon aléatoire et dont la liaison est assurée soit par traitement chimique, soit par traitement mécanique, soit encore par traitement thermique.

Le procédé de traitement mécanique par aiguilletage est le plus répandu : les fibres organisées de façon aléatoire sont liées entre elles au moyen d'aiguilles qui traversent l'ensemble de la nappe textile dans le sens de l'épaisseur. Le procédé de fabrication des géotextiles non-tissés aiguilletés les rend aisément reconnaissables car les aiguilles qui ont traversé le produit laissent des trous à sa surface. Une photographie à l'échelle microscopique d'une telle trace de passage d'aiguille est présentée en Figure I-8.

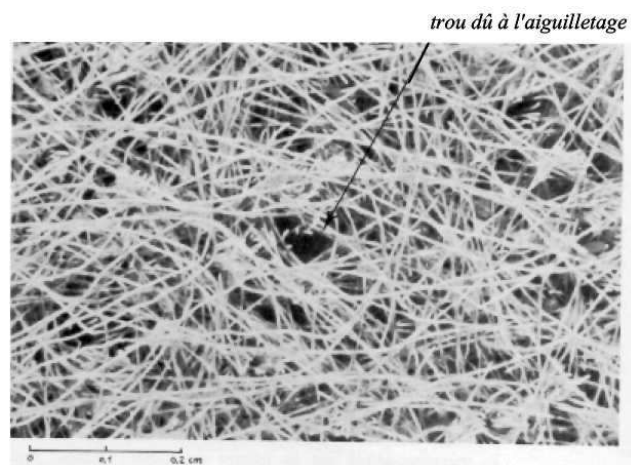


Figure I-8. Cliché microscopique d'un trou d'aiguilletage (d'après Lambert, 1999).

Les géotextiles produits par traitement mécanique sont considérés comme anisotropes par les producteurs, bien qu'il semble que ce ne soit pas tout à fait exact. Ainsi, nous distinguerons le sens production, qui est le sens de déroulement des lés du sens travers, perpendiculaire.

Les géotextiles produits par traitement thermique sont appelés thermoliés ou thermosoudés. Un traitement mécanique est appliqué simultanément afin que les fibres se touchent et fusionnent. Ils présentent un aspect plus dense et plus rigide que les géotextiles aiguilletés et sont généralement d'épaisseur bien plus réduite. Une photographie au MEB de la structure de tels produits est présentée en Figure I-9.

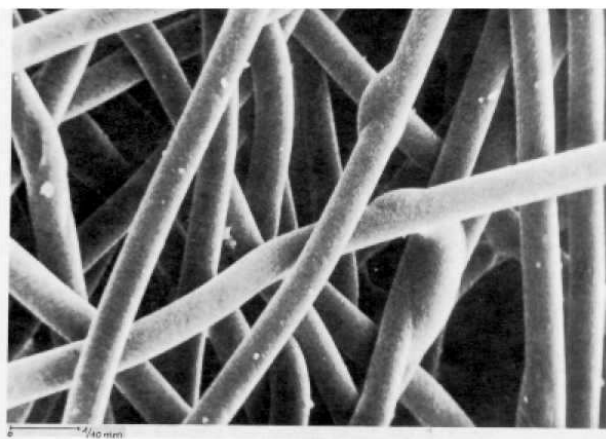


Figure I-9. Fibres thermoliées visibles au MEB (d'après Lambert, 1999).

3.2.1.3 Les tricotés

Les géotextiles tricotés constituent la dernière famille des géotextiles ; ils sont produits par l'entrecroisement d'un réseau de fibres longitudinales sur un réseau de fibres transversales et dont la liaison est assurée par une couture aux points d'intersection (Lambert, 1999).

Les géotextiles présentent diverses propriétés qui intéressent des domaines aussi variés que les grands ouvrages de génie civil, les travaux publics, les CSD, les ouvrages hydrauliques et agricoles pour ne citer que quelques-uns des domaines d'application possibles.

Les géotextiles sont souvent classés suivant leur fonction au sein des ouvrages : ils peuvent servir de matériaux drainants, en raison de leur forte perméabilité, ils forment de bonnes séparations entre des couches de matériaux distincts, leur structure permet une filtration des particules constituant un sol, leurs propriétés mécaniques peuvent être utilisées pour le renforcement de sols, contre l'érosion ou d'une manière générale pour la protection.

Bien entendu, aucun géotextile ne peut à lui seul assurer toutes ces fonctions, aussi chaque type de produit doit être sélectionné en fonction de l'application spécifique souhaitée.

3.2.2 Utilisation en centre de stockage de déchets

Les géotextiles sont utilisés à différents niveaux dans les CSD. Les géotextiles sont parfois utilisés pour séparer le massif de déchets de la couche drainante, mais cette application n'est pas fréquente, en raison du risque de colmatage du géotextile ce qui pourrait altérer la fonction de drainage des lixiviats de la couche drainante vers le point bas où les lixiviats sont évacués du casier. Ils peuvent être utilisés en renforcement de la couverture ou des flancs d'un casier, mais nous allons plutôt nous intéresser à leur usage au sein du système d'étanchéité-drainage en fond d'alvéole.

Enfin, il est fréquent en CSD de classe II qu'un géotextile soit posé entre la barrière d'argile compactée et la géomembrane, bien qu'il n'en soit pas fait mention dans les textes réglementaires.

Pour cette raison, une enquête a été réalisée par (Diagne, 2003, Cartaud et Touze-Foltz, 2004)

auprès de 33 exploitants des CSD et sociétés de pose de géosynthétiques.

Les résultats de l'enquête indiquent que 30 des 33 personnes interrogées ont répondu affirmativement sur l'usage du géotextile à cet effet. Les trois raisons de la pose de géotextile sous la géomembrane qui ont été invoquées sont :

- faciliter la pose des lés de géomembrane et assurer une meilleure qualité des soudures, en assurant une plus grande propreté de la surface de la géomembrane ;
- protéger la géomembrane d'un endommagement par d'éventuels éléments poinçonnant présents à la surface de la barrière minérale ;
- éviter le marquage de la surface du sol pendant la pose de la géomembrane.

D'autre part, cette enquête avait également pour but d'identifier quels géotextiles sont le plus souvent utilisés à cet effet. Les réponses obtenues sont présentées sous forme de diagramme de fréquence relative en fonction de la masse surfacique des produits, sur la Figure I-10.

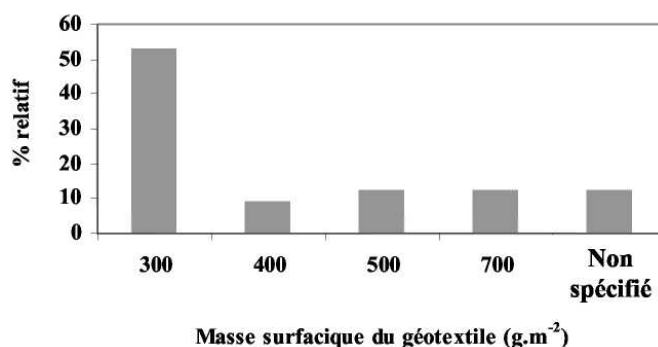


Figure I-10. Fréquence des géotextiles posés sous la géomembrane en fonction de leur masse surfacique (d'après Cartaud et Touze-Foltz, 2004)

Les résultats de l'enquête indiquent que les géotextiles utilisés sont uniquement des produits non-tissés aiguilletés de masse surfacique comprise entre 300 et 700 g.m⁻² et que dans la majorité des cas il s'agit d'un géotextile de masse surfacique d'environ 300 g.m⁻².

La photographie présentée sur la Figure I-11 montre le déroulement d'un lé de géotextile non-tissé aiguilleté de masse surfacique proche de 300 g.m⁻² sur la barrière minérale compactée en fond de forme, avant pose et soudure de la géomembrane, visible sur la partie droite du cliché.



Figure I-11. Pose d'un géotextile entre la barrière minérale et la géomembrane en fond d'ISD de classe II (François Cartaud, 2004).

3.3 LES GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUE GSB

Les géosynthétiques Bentonitiques (GSB) sont issus d'un procédé qui consiste à assembler par aiguilletage une couche de bentonite sodique naturelle prise en sandwich entre deux couches de géotextiles, sur toute la surface et au travers des trois couches.

La bentonite sodique naturelle a comme principale fonction d'assurer l'étanchéité du GSB. Sous l'effet de l'eau, la bentonite, recouvrant les bords de deux pans de GSB posés l'un sur l'autre, va permettre la jointure tout en assurant une parfaite étanchéité.

Si le GSB venait à se percer, le passage de l'eau provoquerait une autoréparation immédiate de l'ensemble grâce à la bentonite située entre les deux couches de géotextile.

Ces produits présentent les avantages suivants :

- Très faible perméabilité, comprise entre 1.10^{-10} m/s et 1.10^{-12} m/s (ou moins) sous confinement ;
- Facilité de mise en œuvre : assemblage par simple recouvrement et éventuellement ajout de bentonite, contrôles rapides et fiable à ce niveau ;
- Pouvoir d'auto-cicatrisation, la bentonite en gonflant à le pouvoir de fermer un éventuel défaut du dispositif.

3.3.1 Description

Les GSB sont constitués d'une couche de bentonite comprise entre deux géotextiles ou entre un géofilm et éventuellement un géotextile. Ils assurent leur fonction « étanchéité » uniquement après hydratation et confinement.

La bentonite est l'appellation commerciale d'une argile contenant principalement de la montmorillonite qui est l'espèce la plus commune du groupe des smectites, minéral formé de feuillets. C'est un silicate d'alumine ou de magnésie hydraté qui a un très fort potentiel de gonflement notamment en raison de la présence du cation Na. Suivant le type de cation fixé à la surface d'un feuillet, Na ou Ca, la bentonite est dite sodique ou calcique.

Une bentonite sodique naturelle peut gonfler jusqu'à 18 fois son volume initial alors qu'une bentonite calcique naturelle gonfle de 4 fois son volume. Les bentonites sodiques naturelles sont donc préférées, mais comme elles sont plus rares on utilise souvent des bentonites calciques activées (bentonites calciques naturelles dopées en sodium par un traitement avec des complexes sodiques).

Les bentonites se différencient par leur cation échangeable et par les impuretés qu'elles contiennent, comme le carbonate de calcium pour les bentonites calciques activées.

3.3.2 Catégories de produits

Quatre catégories produites sont proposés selon le mode de confinement de la bentonite dans le système:

- Géotextile bentonitique aiguilleté ;
- Géotextile bentonitique collé ;
- Géotextile cousu ;
- Géofilm bentonitique.

3.3.2.1 Géotextiles bentonitiques aiguilletés

Les géotextiles bentonitiques aiguilletés sont constitués d'un géotextile support et d'un géotextile de couverture entre lesquels est contenue une couche de bentonite par aiguilletage sur toute sa surface. L'aiguilletage est réalisé par de nombreux points de piquage au moyen d'aiguilles crochetées.

Lors de l'aiguilletage, les fibres d'un des géotextiles sont ancrées dans l'autre géotextile en traversant la couche de bentonite.

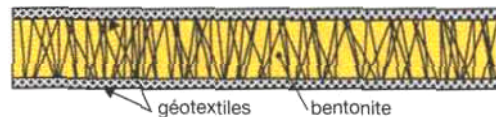


Figure I-12. Géotextile bentonitique aiguilleté.

3.3.2.2 Géotextiles bentonitiques collés

Les géotextiles bentonitiques collés (actuellement disponibles) sont composés de deux géotextiles entre lesquels se trouve une couche de bentonite. L'ensemble est maintenu par une colle hydrosoluble.

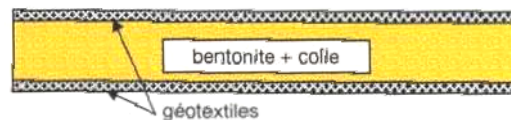


Figure I-13. Géotextile bentonitique collé.

3.3.2.3 Géotextiles bentonitiques cousus

Les géotextiles bentonitiques cousus sont constitués d'un géotextile support et d'un géotextile de couverture entre lesquels est contenue une couche de bentonite. Les différentes couches sont liées mécaniquement par un système de couture ou de liens.

Certains produits intègrent un géotextile intermédiaire servant de réservoir à la bentonite. D'autres produits maintiennent la bentonite par une colle hydrosoluble.

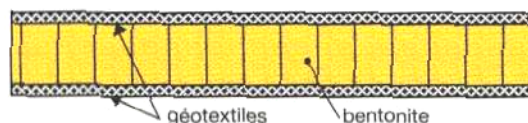


Figure I-14. Géotextile bentonitique cousu.

3.3.2.4 Géofilms bentonitiques

Les géofilms bentonitiques sont composés d'un géofilm, d'une couche de bentonite et éventuellement d'un géotextile. L'ensemble est maintenu par une colle hydrosoluble et/ou par couture.

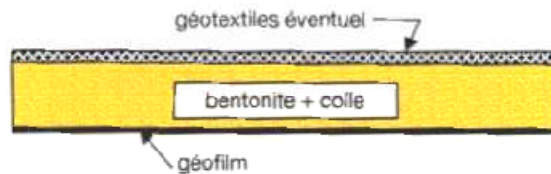


Figure I-15. *Géofilm bentonitique.*

3.3.3 Fonctionnement

L'utilisation d'un GSB nécessite l'existence des 3 couches suivantes :

- Couche support ;
- Couche étanche GSB ;
- Couche de confinement.

La structure support, ensemble des éléments placés entre le fond de forme et la structure d'étanchéité qui comprend :

- La couche de forme reposant sur le fond de forme ;
- La couche support sur laquelle repose la structure d'étanchéité ;
- Les dispositifs éventuels de drainage (eau et gaz).

Lors des travaux, le rôle de la structure support est de rendre possible ou de faciliter la mise en place du géosynthétique bentonitique.

Par la suite, durant l'exploitation et le fonctionnement de l'ouvrage concerné, la structure support doit répartir les efforts transmis en ne générant que des déformations susceptibles d'être subies sans dommage par le géosynthétique bentonitique (fonction mécanique) et ses recouvrements.

La couche support a pour fonction de protéger la structure d'étanchéité vis-à-vis des agressions mécaniques. Les matériaux qui la constituent doivent donc être eux-mêmes non-poinçonnant. Ils ne doivent pas permettre le développement de végétaux et doivent être compatibles chimiquement avec la structure d'étanchéité. La structure support doit être stable par elle-même, à la fois lors des travaux de réalisation de l'ouvrage et en cours d'exploitation de celui-ci.

La structure d'étanchéité est constituée par un géosynthétique bentonitique. Le géosynthétique bentonitique peut aussi être associé à des géomembranes ou des matériaux naturels (argiles compactées ou sols traités) formant ainsi des étanchéités combinées.

La structure de confinement et/ou de protection est l'ensemble des matériaux placés au-dessus de la structure d'étanchéité.

La structure de confinement et de protection a pour fonction :

D'apporter une contrainte minimale uniformément répartie afin de limiter le gonflement et l'hydratation de la bentonite et ainsi obtenir le niveau d'étanchéité requis. La contrainte minimale est de 5 kPa (correspondant à une épaisseur minimale de la structure de confinement et de protection de 0,25 m pour une densité de 2). Dans tous les cas la contrainte minimale apportée sur le G.S.B. par la structure de confinement et de protection doit être examinée lors de la conception de l'ouvrage ;

D'empêcher les différentes agressions susceptibles d'endommager le G.S.B. (agressions mécaniques, vandalisme, etc.) ;

D'apporter les conditions de lestage en vue de répondre aux éventuelles sous-pressions.

La structure de protection et de confinement peut être constituée par des matériaux naturels sélectionnés ou par des éléments préfabriqués.

Dans le cas de l'utilisation d'éléments préfabriqués, il y a lieu de s'assurer de la continuité de l'étanchéité au droit des joints.

Dans le cas de l'utilisation de matériaux granulaires, la couche en contact avec le G.S.B. devra respecter les recommandations suivantes afin d'obtenir la répartition la plus uniforme de la contrainte de confinement :

- Dimension des plus gros éléments < 40 mm,
- Coefficient d'uniformité du matériau est supérieur à 10,
- Le matériau ne doit pas présenter de granulats de formes agressives susceptibles de nuire aux fonctions du G.S.B.

La dérogation à ces critères est possible sous réserve qu'elle soit justifiée (essais de laboratoire, expérience similaire, planche d'essais, etc.).

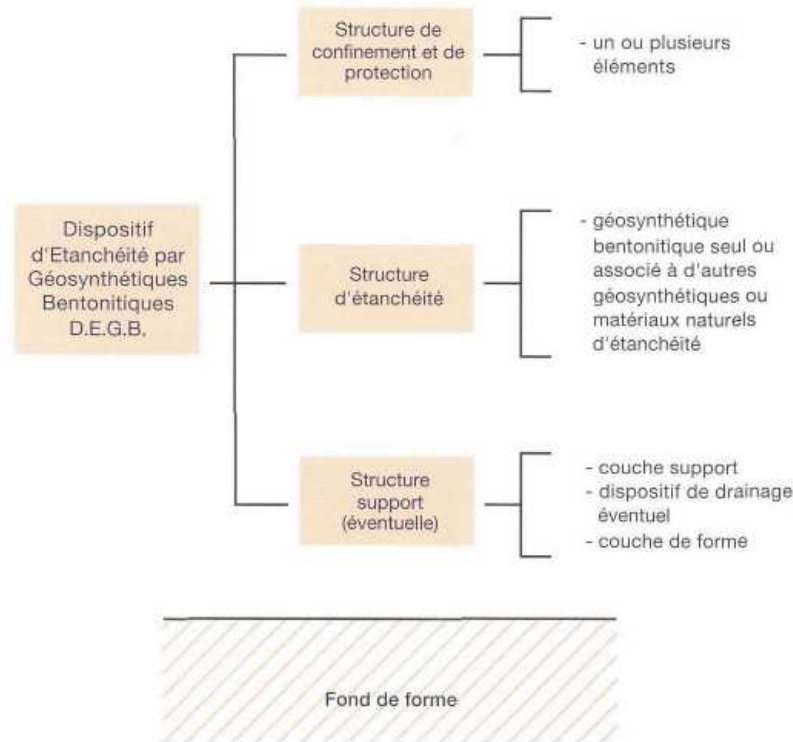


Figure I-16. Dispositif d'Étanchéité par Géosynthétiques Bentonitiques (D.E.G.B.)

3.3.4 Critères de choix des géosynthétiques bentonitiques GSB

Les critères de choix des matériaux constitutifs du D.E.G.B font intervenir :

- Les contraintes d'étanchéité : niveau de fuite admissible au regard des exigences de service et d'environnement ;

- Les contraintes géométriques, mécaniques et hydrauliques liées au projet ;
- La compatibilité chimique des divers éléments entre eux (composants du D.E.G.B, produits stockés, supports et terrains environnants) ;
- Les considérations d'ordre économique visant à minimiser le coût de l'ensemble tout en garantissant le bon fonctionnement de l'ouvrage pour la durée de service prise en compte.

3.3.5 Caractéristiques spécifiques

3.3.5.1 Identification

Les GSB se différencient par le type de bentonite utilisée (sodique naturelle ou calcique activée), le mode de «confinement» de la bentonite, la quantité de bentonite au m².

Les essais d'identification sont indiqués dans le fascicule 12 du CFG (§3.2.4, Page21). Depuis la rédaction de ce fascicule, deux nouvelles normes françaises sont disponibles (2002) :

- XP P84-703 : Géosynthétique bentonitique: Détermination de l'indice de gonflement de l'argile ;
- XP P84-704 : Géosynthétique bentonitique: Détermination de la capacité d'adsorption d'eau de l'argile.

3.3.5.2 Perméabilité à l'eau

Les GSB se caractérisent par une très faible perméabilité en fonction de la contrainte de confinement appliquée. Dans le cadre des couvertures de CSD ces contraintes doivent être supérieures à 5 kPa. La perméabilité sera alors comprise entre 1.10^{-10} et 1.10^{-11} m/s. Un appareillage de type oedoperméamètre a fait l'objet de la norme suivante sortie en 2002.

- XP P84-705 : Géosynthétiques bentonitiques : Détermination à l'oedoperméamètre des caractéristiques de gonflement - Absorption - Perméabilité à l'eau sous contrainte.

Cet appareillage permet de réaliser des essais de conformité et de performance en mettant en place sur l'éprouvette de GSB le matériau de confinement du site avant de charger l'ensemble sous la contrainte fixée. On peut également après une phase d'hydratation à l'eau introduire une solution chargée en ions. Une cellule (1 m²) permet de tester la performance hydraulique des recouvrements sur une longueur de 0,8 m.

Plusieurs types de recouvrement ont été testés: sans bentonite, avec de la bentonite en poudre ou en granulés, montrant les meilleurs résultats pour les essais à l'eau et au gaz obtenus pour un recouvrement avec apport de bentonite en poudre. Ce travail s'est terminé par la rédaction de la norme :

- XP P84-706: «Détermination du flux de liquide par unité de longueur de recouvrement pour les géosynthétiques bentonitiques» (parue en 2002).

3.3.5.3 Perméabilité au gaz

Dans une couverture, le GSB doit permettre de limiter les transferts de biogaz. Les essais réalisés sous faible contrainte normale indiquent une forte dépendance de la perméabilité au gaz avec le degré de saturation du GSB et la contrainte de confinement. Il faut atteindre un minimum de 70% en degré de saturation pour que le GSB joue le rôle de barrière étanche vis-à-vis du biogaz

(Soltani F, 1997).

- XP P84-707 : «Perméabilité au gaz des géosynthétiques bentonitiques partiellement saturés»

Lorsque le GSB est proche de la saturation il faut prendre en compte le phénomène de diffusion.

Ce coefficient propre à chaque gaz (oxygène, méthane ...) est fonction du degré de saturation de la bentonite, et diminue fortement avec l'augmentation de ce dernier.

L'efficacité nécessite donc une stabilité hydrique du GSB et une efficacité de la récupération du biogaz par dépression sous étanchéité, d'où une utilisation des GSB plutôt réservée aux sites à faible production de biogaz.

3.3.5.4 Capacité d'auto-cicatrisation

La capacité de s'auto-cicatriser, a été démontrée par des expérimentations in situ qui ont permis de la qualifier, quantifier et visualiser. Une charge hydraulique limite de claquage a été définie pour plusieurs GSB, qui dépendent du diamètre du défaut (Didier G, Norotte V, 1998).

- XP P84-708 : «Quantification de la capacité d'auto-cicatrisation des géosynthétiques bentonitiques» publiée en 2002.

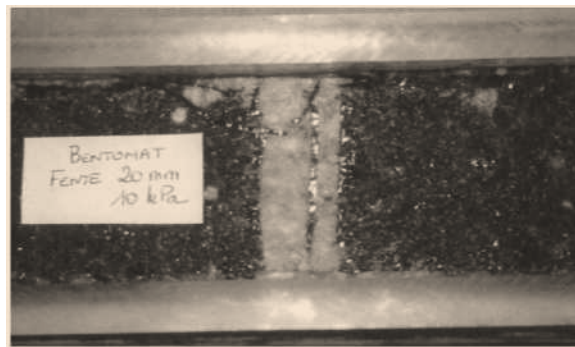


Figure I-17. Visualisation de la fermeture d'un défaut de 20 mm sous 10 kPa (P. Silvestre & V.Norotte et O.Oberti, 2003).

3.3.5.5 Dimensionnement / Stabilité

Nous rappelons que le GSB n'a pas une fonction de renforcement. L'étude de stabilité du GSB et de son confinement indispensable au fonctionnement, est fonction de la résistance au cisaillement interne du GSB et externe aux interfaces GSB/support et GSB/confinement en condition de saturation.

Les résultats obtenus sur boîte de cisaillement (10*10cm minimum) dépendent de deux facteurs prépondérants : la procédure d'hydratation (7 à 40 j) et la vitesse de cisaillement. Lente (supérieure à 0,01 mm/mn), afin de ne pas superposer des phénomènes de cisaillement et de fluage qui compliquent l'interprétation.

3.3.5.6 Durabilité

Les performances des GSB doivent être maintenues sous contraintes mécaniques, chimiques et climatiques. Les aspects durabilité développés portent sur les cycles humidification/dessiccation, et le comportement de la bentonite au contact de solutions chargées en ions Calcium.

3.3.5.6.1 *Compatibilité chimique*

L'eau de pluie transitant dans le matériau de protection est souvent chargée en calcium. La bentonite sodique ayant une forte capacité d'échange cationique va pouvoir échanger son sodium avec les autres cations présents dans le liquide de transfert et tout particulièrement le Calcium. A partir de résultats en laboratoire et de prélèvements in situ il est montré un délai de un à deux ans jusqu'à atteindre un équilibre chimique entre la bentonite et l'eau de couverture, provoquant une modification de la perméabilité effective.

3.3.5.6.2 *Cycles de dessiccation/humidification*

Les fissures de retrait de la bentonite ont un aspect (géométrie) qui diffère suivant le type de lien entre géotextiles: nombreuses, fines et bien réparties pour les aiguilletés, elles sont plus larges et en forme de croisillons pour les cousus. Après humidification, ces fissures se referment plus vite dans le cas d'un GSB aiguilleté que pour un GSB cousu.

La perméabilité des GSB à l'eau et encore plus au gaz est largement dépendante de l'existence de fissures et de la teneur en eau.

3.3.5.6.3 *Cycles gel/dégel*

Les cycles de gel/dégel provoquent une dessiccation du sol, donc une possibilité de dégradation de l'imperméabilité du GSB. On manque de résultats et il est donc préférable de le mettre «hors gel» à partir du moment où il est hydraté.

3.4 BARRIÈRES D'ÉTANCHÉITE MINÉRALES

3.4.1 *Composition des barrières d'étanchéité minérales*

Les différentes solutions pour la constitution d'une barrière minérale peuvent être regroupées en deux catégories : les sols naturels et les sols rapportés, renforcés ou non par des géosynthétiques bentonitiques. Les matériaux naturels utilisés en barrière minérale sont en général suffisamment argileux pour obtenir le seuil de perméabilité requis ($k < 10^{-9}$ m/s) mais ils peuvent parfois nécessiter l'utilisation d'adjuvants pour atteindre cet objectif.

Les sols naturels sont définis comme des formations géologiques en place qui dans leur état respectent les seuils de perméabilité fixés par la législation. Il s'agit typiquement des formations sédimentaires ou d'altération à dominante argileuse, marneuse ou limoneuse de faible perméabilité. Les sols rapportés permettent après remaniement d'atteindre les seuils de perméabilité fixés par la législation. Il s'agit des argiles, marnes et limons compactés et des sols traités, par exemple à la bentonite ou à la kaolinite.

D'une manière générale, les performances de ces formations sont favorables en termes de perméabilité et de capacité de rétention des polluants. La garantie des performances de telles barrières repose sur trois points principaux qui sont la vérification du potentiel d'étanchéité du matériau qui sera utilisé, la vérification de la bonne mise en œuvre du matériau sur le chantier, et la pérennité du potentiel d'étanchéité vis à vis de sollicitations de service (chimique, mécanique, hydraulique et thermique).

L'épaisseur de la barrière minérale est un paramètre prépondérant dans le dimensionnement des étanchéités de fond puisqu'elle garantit une capacité de rétention importante et permet de réduire l'influence des interconnexions et de circulations préférentielles au travers de la barrière.

Ces hétérogénéités et discontinuités sont essentiellement dues à la mise en œuvre lorsqu'il s'agit

d'un matériau rapporté ou au mode de dépôt ou de sédimentation lorsqu'il s'agit d'un matériau en place. Pour ces raisons, il est important de maintenir l'épaisseur réglementaire en fonction du type de stockage concerné car malgré toutes les précautions de mise en œuvre et de contrôles, l'homogénéité des performances d'une barrière minérale est difficile à obtenir artificiellement.

3.4.2 Caractéristiques des matériaux naturels utilisés pour la mise en œuvre des barrières d'étanchéités minérales

Les matériaux argileux naturels ou de substitution, améliorés ou non, destinés à être utilisés en barrières argileuses minérales, doivent présenter certaines caractéristiques leur permettant de remplir leurs fonctions dans des conditions satisfaisantes.

Ces caractéristiques doivent être définies sur base de ces fonctions. A partir de là, il est possible de choisir les essais de laboratoire et sur site et de fixer les critères d'acceptation.

Comme pour toute question relative à la protection de l'environnement, les analyses doivent permettre de porter un jugement sur l'évolution des caractéristiques des matériaux à long terme.

En effet, pour les CSD où sont enfouis des déchets non inertes se pose la question de l'évolution de la barrière minérale elle-même. Les contextes chimiques, physiques et biologiques, mais aussi thermiques, hydrauliques et mécaniques sont susceptibles d'évoluer considérablement avec le temps.

3.4.2.1 Nature des matériaux argileux et propriétés

Il est d'abord important de rappeler que l'utilisation d'argiles dans le concept de barrière ouvragée se justifie pour différentes raisons :

leur degré de finesse ($< 2 \mu\text{m}$) ce qui implique la présence de pores de très petite taille, leurs charges électriques superficielles ce qui permet l'adsorption (mais aussi la désorption) d'éléments chimiques présents en solution (CEC), leur comportement mécanique au sens large afin de définir leur conditions de mise en œuvre in situ.

3.4.2.1.1 Critères liés aux argiles

La granulométrie est le premier critère pour le choix d'un matériau argileux. Il faut entendre par là, la teneur en argile (proportion de la fraction $< 2 \mu\text{m}$), mais aussi la distribution en taille des autres particules (graviers et sables en particulier).

Le deuxième critère est relatif à la nature des argiles. La minéralogie des argiles détermine les caractéristiques liées à la charge électrique superficielle susceptible de retenir des polluants, à leur texture (taille) et à leur organisation conditionnant en grande partie les propriétés hydrauliques et mécaniques (notamment le gonflement et le tassement) des matériaux. La présence d'argiles gonflantes est nécessaire à l'obtention de propriétés d'étanchéification optimales.

Le troisième critère concerne l'environnement ionique des argiles. Les éléments chimiques retenus initialement à la surface ou dans les espaces interfoliaires des argiles conditionnent en partie et pour la suite leur sélectivité d'adsorption vis à vis des polluants de même qu'ils orientent aussi leurs propriétés mécaniques. L'état de saturation cationique est le premier facteur susceptible d'évoluer en fonction de la composition des solutions circulant dans la barrière ouvragée. Il est donc important de définir un état initial et ce, afin d'envisager des scénarios possibles de rétention des polluants et une évolution de propriétés chimiques, physiques et mécaniques de la barrière ouvragée.

Le quatrième critère est relatif aux changements géochimiques susceptibles de modifier les propriétés de l'argile elle-même. Les propriétés d'adsorption des ions et les propriétés mécaniques peuvent évoluer. Ainsi, les argiles de la famille des smectites et celle des illites conservent en grande partie leurs propriétés en conditions acides ou basiques alors que les kaolinites, de toute façon peu réactives, peuvent perdre leur propriétés de rétention des ions.

3.4.2.1.2 *Présence de substances associées*

La décharge est un réacteur très actif qui est en mesure de produire des conditions chimiques, physiques ou physico-chimiques et biologiques tout à fait particulières. L'acidification, les conditions réductrices ou encore la présence de matières organiques facilement minéralisables peuvent provoquer une perte importante de substance et donc altérer profondément les propriétés de la barrière ouvragée.

Il convient donc de prendre en compte :

- l'acidification qui peut dissoudre le calcaire présent dans le matériau ;
- les conditions réductrices qui peuvent dissoudre les composés du fer et du manganèse et ainsi éliminer ces éléments de la barrière ouvragée ;
- la présence de carbone organique : il faut distinguer celui provenant des matières organiques non biodégradables de celui des matières organiques aisément minéralisables, instables ;
- la présence de soufre est susceptible de fournir des composés solubles comme le gypse ou des acides agressifs.

Cela implique que le dosage du calcaire, du fer total, du manganèse, de la matière organique - carbone et azote - ainsi que du soufre est à effectuer.

3.4.2.2 Perméabilité

La perméabilité d'une barrière argileuse est le paramètre fondamental pour une barrière de CSD., qu'elle soit barrière d'étanchéité de fond ou barrière semi-étanche de couverture.

Pratiquement toutes les autres analyses ne contribuent qu'à :

- préciser les caractéristiques du matériau permettant de prévoir la perméabilité ;
- mesurer sa valeur en fonction des différents paramètres ;
- garantir que la perméabilité sera obtenue lors de la mise en œuvre et restera constante au cours du temps.

La perméabilité est mesurée par le coefficient de perméabilité k , (qu'on appelle aussi conductivité hydraulique), en supposant la loi de Darcy applicable (milieu saturé et $k > 1.10^{-12}$ m/s⁴). Par la suite, suivant l'usage, on assimilera parfois les termes "perméabilité" et "coefficient de perméabilité".

⁴ Sinon les phénomènes de diffusion deviennent prépondérants.

La perméabilité est déterminée pour les liquides (principalement l'eau mais aussi parfois les hydrocarbures ou autres fluides) et pour les gaz. La nature du fluide utilisé doit être précisée⁵. Si la mesure du coefficient de perméabilité est réalisée avec de l'eau, il sera exprimé en m/s. Si la mesure du coefficient de perméabilité est réalisée avec un autre fluide que l'eau, il sera exprimé de préférence en Darcy (ou en μm^2).

La perméabilité dépend principalement de :

- la nature du matériau et en particulier de la teneur en argile. De plus, l'argile doit posséder un certain pouvoir de gonflement garantissant une pérennité de l'imperméabilité. Il est donc nécessaire que le matériau contienne un minimum de minéraux argileux gonflants ou que des ajouts d'éléments tels la bentonite pallient le manque de minéraux gonflants ;
- la granularité (une courbe granulométrique étalée donnant en principe une perméabilité inférieure à celle d'un matériau bien classé). De plus, les dimensions maximales des éléments doivent être limitées pour éviter des contournements aux interfaces ;
- la compacité (masse volumique).

La mesure de la perméabilité, in situ ou en laboratoire, est relativement aisée à réaliser pour les valeurs élevées de ce paramètre. Pour les faibles à très faibles perméabilités ($k = 10^{-8}$ à $k = 10^{-11}$ m/s) qui nous intéressent ici, la mesure est plus délicate et nécessite une grande rigueur dans les conditions expérimentales.

Outre les problèmes instrumentaux (fuites, contournements, évaporation ...), il est indispensable de respecter un certain nombre de conditions :

- le matériau doit être testé dans un état (compacité, humidité, contraintes, nature du fluide...) le plus proche possible des conditions dans lesquelles il se trouvera en cours de fonctionnement.
- dans le cas de mesure de perméabilité au gaz (ou de perméabilité à l'eau sur un matériau non saturé), il est indispensable de préciser la teneur en eau du matériau testé et de veiller à ne pas sécher (ou saturer) l'échantillon en cours d'essai (en pratique, la stabilisation des mesures n'est atteinte que lorsque l'échantillon est complètement sec ou complètement saturé).
- il est important de mesurer la variabilité de la perméabilité en fonction de l'évolution des conditions d'essai afin de déterminer dans quelle mesure des modifications de ces conditions (par exemple suite à une mise en place différente, à un séchage...) peuvent faire varier la perméabilité.
- l'évolution de la perméabilité en fonction des éventuels échanges ioniques doit aussi être considérée.

Le matériau idéal est celui qui présente un coefficient de perméabilité satisfaisant aux exigences du cahier des charges et ne variant pratiquement pas en fonction des conditions d'extraction, de mise en œuvre et de service.

⁵ en aucun cas, l'utilisation d'eau déminéralisée ne doit être autorisée pour les essais de perméabilité sur matériaux argileux. A défaut de lixiviat, une eau "standard" peut être utilisée. Elle se compose d'un mélange de 25% d'eau saturée en CaCO_3 et de 75% d'eau minéralisée.

3.4.2.3 Ouvrabilité

Ce concept recouvre tout l'aspect de la mise en œuvre. Le matériau est livré sur chantier dans un état de compacité et de teneur en eau donné et doit pouvoir être mis en œuvre de manière à ce que les caractéristiques conditionnant la perméabilité (et la résistance) soient obtenues.

Il faut ainsi pouvoir mettre en place le matériau à la bonne compacité, à la teneur en eau voulue et assurer l'homogénéité du remblai. Le cas échéant, le matériau devra pouvoir être mélangé à d'autres (bentonite, chaux ...) afin d'en améliorer les propriétés.

Lors de sa mise en place, le matériau doit supporter le trafic des engins et les variations de teneur en eau sans perdre ses propriétés.

Les facteurs prépondérants pour l'ouvrabilité sont :

- la nature des argiles et la proportion de celles-ci. La détermination est réalisée par analyses minéralogiques en diffraction X. Une vérification de chantier de la conformité du matériau peut être faite en utilisant l'essai au bleu de méthylène ;
- la compacité et la teneur en eau initiales, données par les mesures de masse volumique apparente, de teneur en eau in situ et d'indice de consistance ;
- le comportement lors du compactage ; une courbe Proctor relativement plate autorise plus de variations de teneur en eau au moment de la mise en place qu'une courbe "pointue".

Ceci est important aux moments du stockage sur chantier et de la mise en œuvre. Il n'est en effet pas aisé d'ajuster sur chantier la teneur en eau d'un matériau (surtout s'il faut le sécher). Il importe donc que les caractéristiques du matériau soient peu sensibles à un changement de teneur en eau ;

- la plasticité, permettant de ne pas fissurer le matériau lors du compactage. Elle dépend du type d'argile et est mesurée par les limites d'Atterberg : limite de liquidité et limite de plasticité, l'écart entre ces deux limites définissant l'indice de plasticité. Il est important que le matériau soit plastique mais un indice de plasticité trop élevé peut entraîner un comportement de retrait ou de gonflement lors de variations de teneur en eau et par conséquent des variations de perméabilité. De plus un matériau de trop grande plasticité donne des mottes lorsqu'il est sec et est trop collant lorsqu'il est humide.

3.4.2.4 Paramètres mécaniques

Les caractéristiques de résistance et de déformabilité conditionnent le dimensionnement de la barrière.

Ces paramètres sont assez classiques et bien connus en mécanique des sols. Il s'agit principalement de la cohésion et de l'angle de frottement interne (en contraintes effectives) pour la résistance et des caractéristiques œdométriques (pression de préconsolidation, constante de compressibilité et de gonflement (décompression), indice de compression) pour la déformabilité.

Il importe de les mesurer, de vérifier leur variabilité en fonction des paramètres de compacité, d'état de contrainte et de teneur en eau ainsi que leur évolution en fonction de la nature des fluides saturants (en particulier, suite aux échanges ioniques).

3.4.2.5 Tenue dans le temps

La tenue dans le temps est principalement conditionnée par la nature du matériau : argiles gonflantes ou non, capacité d'échange ionique, teneur en carbonates et en matières organiques (M.O).

Ceci est particulièrement important dans le cas d'utilisation de bentonites sodiques (ou enrichies) pour lesquelles l'échange d'ions Na contre des ions Ca diminue considérablement le pouvoir gonflant et augmente la perméabilité.

Elle dépend aussi de l'environnement géochimique, c'est-à-dire de la nature des fluides en contact (liquides ou gaz). Cet environnement géochimique doit être précisé et les essais de qualification doivent être réalisés dans des conditions aussi proches que possible de la réalité.

3.4.2.6 Paramètres et essais

Les caractéristiques requises du matériau étant précisées, il faut les quantifier en mesurant :

- les paramètres qualifiant la **nature** et l'état initial du matériau. Ces paramètres concernent la nature (composition minéralogique...), la granularité, les propriétés physiques initiales, in situ, (teneur en eau, compacité, plasticité ...)
- les paramètres qualifiant les **caractéristiques** des matériaux : perméabilité, propriétés mécaniques, ouvrabilité, tenue dans le temps.

Les résultats de ces mesures doivent permettre d'établir les corrélations entre les caractéristiques requises et la nature des matériaux, ces corrélations devant être utilisées dans les opérations de réception et de contrôle ultérieures.

3.5 TRAITEMENTS DES MATERIAUX CONSTITUANT LA BARRIERE D'ETANCHEITE MINERALE

Devant la difficulté à trouver des formations argileuses homogènes, d'extension suffisante et présentant des caractéristiques mécaniques appropriées pour y implanter des sites destinés au stockage des déchets, des solutions de traitements peuvent être envisagées, soit pour le sol naturel, soit pour les matériaux rapportés.

Les traitements visent essentiellement à améliorer :

- Soit les paramètres de comportement hydraulique (perméabilité);
- Soit les paramètres de comportement mécanique (stabilité des talus) ;
- Soit les deux.

Pour améliorer le comportement hydraulique d'un matériau naturel, la solution de traitement la plus couramment retenue passe par l'adjonction de bentonite (Haddour, 1993 ; Didier et al, 1996). L'ajout de quelques pourcents de bentonite améliore nettement les performances hydrauliques du matériau que l'on souhaite traiter (Figure I.18 & I.19).

La bentonite est toutefois susceptible d'échanger ses ions sodiques avec des ions bivalents ou trivalents et de voir son pouvoir gonflant diminuer. La pérennité des caractéristiques hydrauliques de la barrière peut alors être remise en question.

Une alternative à l'utilisation de bentonite sodique est celle d'une argile naturelle dite non

gonflante, riche en kaolinite, contenant aussi généralement de l'illite. Les taux de mélange seront forcément plus élevés, de quelques dizaines de pourcents. Les matériaux obtenus présenteront une meilleure résistance au cisaillement et une moindre sensibilité aux échanges ioniques.

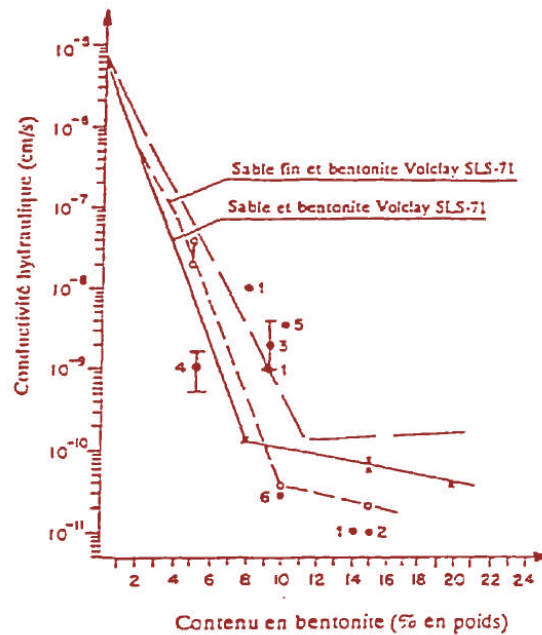


Figure I-18. Pourcentage de bentonite vs conductivité hydraulique d'un mélange s/b - Tirée de Lundgren (1981)

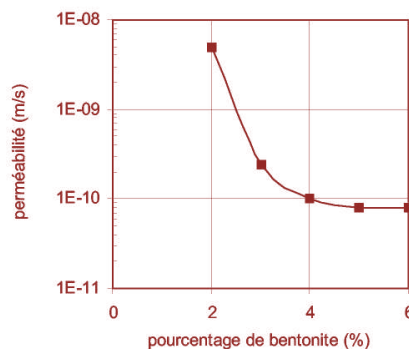


Figure I-19. Relation entre la perméabilité et la teneur en bentonite (Didier et Cavalcante Rocha, 1996)

4 POTENTIEL POLLUANT DES CENTRES DE STOCKAGE DE DECHETS

Le stockage des déchets, revient à concentrer dans un volume réduit un ensemble varié de matériaux évolutifs. Dès la phase de dépôt, les déchets sont soumis à des processus de dégradation liés à des réactions bio-physico-chimique complexes. Une partie des produits de la dégradation se retrouve en phase gazeuse, le biogaz, l'autre est transportée par les eaux de pluie qui s'infiltrant dans les déchets, le lixiviat.

4.1 LE LIXIVIAT

Le lixiviat est défini comme étant l'eau qui percole à travers les déchets en se chargeant bactériologiquement et chimiquement de substances minérales et organiques.

Ce « jus de décharge » résulte donc de la solubilisation de composés lors de la percolation non uniforme et intermittente de l'eau à travers la masse de déchets.

La genèse du lixiviat est donc la conséquence de l'infiltration dans la masse de déchets d'eaux de pluie, d'eaux de ruissellement, d'eaux souterraines (dans le cas où les déchets sont enfouis sous la nappe phréatique), mais elle est aussi due, en plus faible partie, à la présence d'humidité dans les déchets au moment de leur enfouissement (El-Fadel et al, 1997).

Ce percolât est donc un effluent complexe caractéristique de la décharge dont il est issu. Les principaux paramètres influençant la composition du lixiviat sont la composition des déchets enfouis, leur degré de décomposition, leur taux d'humidité, leur température, le taux d'infiltration de l'eau dans les déchets, les conditions climatiques et l'âge de la décharge (Leclerc et al, 1982).

Malgré sa complexité, quatre groupes de polluants caractérisent le lixiviat (Christensen et al, 1994 ; Matejka, 1995) :

- La matière organique dissoute,
- Les composés organiques anthropiques (hydrocarbures aromatiques, phénols, composés aliphatiques chlorés...)- concentration inférieure à 1 mg/L,
- Les composés minéraux majeurs : Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , Na^+ , NH_4^+ , Fe^{2+} , Mn^{2+} ...,
- Les métaux lourds (Zn, Cd, Cr, Cu, Ni, Pb...) – à l'état de traces.

Les principales mesures caractérisant un lixiviat sont la Demande Chimique en Oxygène (DCO), la Demande Biologique en Oxygène (DBO), le Carbone Organique Dissous (COD), l'azote Kjeldhal (NTK), le pH, la conductivité, les métaux, etc...

Le Tableau 2 donne les valeurs extrêmes qui peuvent être retrouvées dans un lixiviat.

Tableau I-2. Caractéristiques des lixiviats d'ordures ménagères (Christensen et al, 1994)

	Paramètres	Valeurs limites
Paramètres globaux	pH	4,5 - 9
	Conductivité	2500 - 25000 $\mu\text{S}/\text{cm}$
	COD	30 - 27700 mg C/L
	DBO ₅	20 - 57000 mg O ₂ /L
	DCO	140 - 90000 mg O ₂ /L
	NTK	14 - 2500 mg N/L
Principaux ions (mg/L)	Ammonium	50 - 1800
	Calcium	10 - 7200
	Fer	1 - 5
	Manganèse	0,03 - 1400
	Potassium	50 - 3700
	Sodium	70 - 7700
	Carbonate	610 - 7320
	Chlorure	150 - 4500
	Sulfate	8 - 7750

La réglementation impose la collecte et le traitement du lixiviat avant leur rejet dans le milieu naturel. Les analyses réalisées sur le lixiviat permettent de suivre son évolution et d'autre part de vérifier sa traitabilité. Les procédés de traitement appliqués aux lixiviats dépendent de la nature de

ces derniers. Ils sont de types biologiques pour les effluents jeunes et biodégradables (lagunage, aération etc...) et physico-chimiques pour les effluents vieux et peu ou pas biodégradables (coagulation-floculation, électrocoagulation, oxydation, précipitation, adsorption et filtration etc...) (Millot, 1986 ; Mc Bean et al, 1995 ; ADEME, 1999a). L'utilisation des traitements physico-chimiques peut intervenir soit pour compléter un traitement biologique, soit pour épurer un lixiviat peu biodégradable.

4.2 LE BIOGAZ

Le biogaz est un mélange composé essentiellement de méthane et de dioxyde de carbone (le rapport CH_4/CO_2 est d'environ 60/40 en phase de méthanogénèse).

D'autres produits minoritaires sont également présents tels que le sulfure d'hydrogène, les mercaptans et des composés organiques volatils (Chiriac, 2004). La production de biogaz liée à la phase de stabilisation des déchets, en système anaérobie, dépend de plusieurs paramètres dont la nature du déchet, la teneur en humidité, la température, le pH, la disponibilité des nutriments et la présence d'inhibiteurs (El-Fadel, 2000). Le biogaz représente une source d'énergie et de chaleur mais il a cependant un impact non négligeable sur l'environnement.

En effet, le méthane participe activement à l'effet de serre et l'émission issue des décharges d'ordures ménagères est l'une des sources anthropogéniques les plus importantes (El-Fadel, 2000). La réglementation impose la collecte et le traitement du biogaz afin de protéger l'environnement par la réduction des nuisances olfactives et des émissions de gaz à effet de serre, afin d'assurer la sécurité du site en évitant les risques d'explosion liés à l'accumulation de biogaz et afin de réduire les coûts d'exploitation du site par valorisation du biogaz produit (Williams, 1998).

5 NUISANCES POUR L'ENVIRONNEMENT

D'autres nuisances peuvent apparaître, à court et à long terme :

Bien qu'une décharge soit un projet à durée limitée, ses effets ne le sont pas. Il est indispensable de considérer les deux étapes de l'impact :

- Pendant l'exploitation
- Après fermeture et parfois réhabilitation.

Il a été constaté que certains effets peuvent s'inverser. A titre d'exemple, une pollution des eaux souterraines peut se produire bien après la fermeture de la décharge si des mesures compensatoires ne sont pas prises pendant l'exploitation. Par contre, l'effet sur l'aménagement local peut être ressenti comme défavorable en cours d'exploitation et devenir un agrément après réhabilitation et/ou fermeture. Le Tableau I-3 ci-dessous résume les principales nuisances pour l'environnement.

Tableau I-3. Nuisances et impacts

Nature des nuisances	Origines	Impacts
Envols	Papiers et plastiques, feuilles, textiles	Pollution du milieu naturel, atteintes au paysage
Odeurs	Déchets, fermentation, biogaz	Désagréments pour le personnel et les riverains
Poussières	Circulation des véhicules et engins	Désagréments pour le personnel et les riverains
Animaux	Attrait nutritif des déchets	Transport de maladies, gêne pour l'aviation, atteinte à la chaîne alimentaire
Incendies et explosion	Imprudences, déchets incandescents, Accumulation de biogaz	Danger pour le personnel, nuisances olfactives
Bruit	Circulation d'engins	Désagréments pour le personnel et les riverains
Défrichement déboisement	Implantation d'une installation de stockage	Appauvrissement paysager, gêne visuel
Pollution des sols et des eaux	Infiltration du lixiviat	Dégradation milieu naturel
Effet de serre	Biogaz non capté	Modification du climat, pathologie des plantes
Risques sanitaires	Toxicité des déchets, organismes pathogènes	Maladies

6 CONCLUSION

De nos jours, la gestion des déchets, comme la gestion de l'eau, constituent un souci important pour la protection de l'environnement.

L'Algérie, comme la majorité des pays dans le monde, connaît des problèmes environnementaux sérieux. Parmi lesquels, la mise en décharge anarchique des déchets ménagers et industriels produits quotidiennement en quantité importante. Pour limiter ces nuisances, les déchets peuvent être confinés dans des centres de stockage contrôlés qui doivent assurer une étanchéité parfaite des fonds et flancs de ses casiers.

Les barrières étanches peuvent être réalisées soit par des matériaux naturels ou par des matériaux manufacturés. Les prescriptions réglementaires régissant la conception des barrières étanches (barrière de sécurité passive) varient d'un pays à un autre. La perméabilité de cette barrière reste un facteur prépondérant pour son efficacité. La réalisation des systèmes étanches avec une succession de matériaux (barrière de sécurité active) peut réduire le taux des lixiviats infiltrés à des valeurs très faibles même parfois nulles.

L'efficacité des barrières étanches dépend de leur comportement mécanique et hydraulique et de leurs propriétés d'atténuation et de rétention de la contamination. Leur efficacité doit perdurer sur plusieurs années.

CHAPITRE II

TECHNIQUES DE CARACTERISATIONS DU COMPORTEMENT HYDRIQUE DES SOLS NON SATURES

1 DEFINITIONS

1.1 SOL NON SATURE :

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide+liquide), alors que dans un sol non saturé, les pores sont partiellement remplis d'eau et d'air ou éventuellement de gaz, de pétrole..., autrement dit, un sol non saturé est un milieu tri-phasique (phase solide, liquide et gazeuse) (Figure II-1). Dans la suite de ce mémoire on considère en général que l'eau représente la phase liquide, tandis que la phase gazeuse est constituée d'air et/ou de vapeur d'eau.

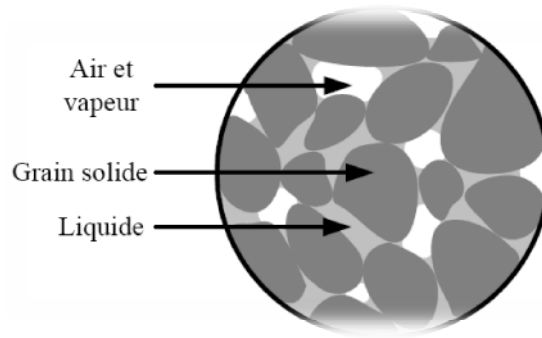


Figure II-1. Représentation schématique d'un sol non saturé

1.2 ARGILE :

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson & Sherman 1953, cités par Gaombalet, 2004). De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe ; la compréhension des mécanismes de déformation de ces matériaux, dans lesquels la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.

1.3 MICROSTRUCTURE DE L'ARGILE :

Les minéraux argileux sont caractérisés par leur unité structurale ou cellule de base (cristallite) qui est constituée d'un feuillet et d'un interfeuillet appelé aussi interfoliaire (Figure II-2).

L'interfeuillet est constitué de fluide d'eau assurant une liaison électrochimique entre les feuillets. Il existe différents types de liaisons interfeuillet, liées notamment à des phénomènes de substitutions isomorphiques à la surface des cristallites.

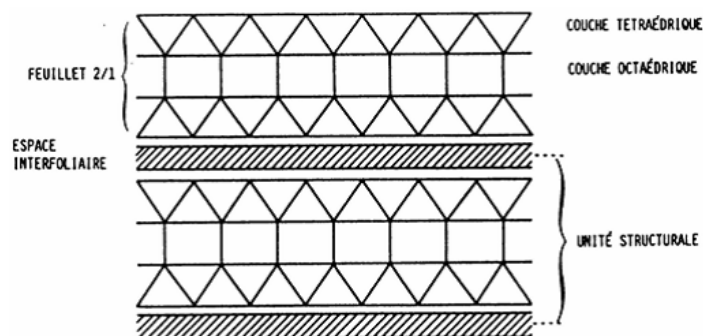


Figure II-2. Représentation schématique d'une structure de couche argileuse.

Le feuillet est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches (Figure II-3) : les couches tétraédriques (Figure II-3a), de formule générale SiO_4 et dont l'épaisseur est de $3 \text{ \AA}$: l'oxygène occupe les sommets du tétraèdre et le centre est occupé par un atome de silicium et les couches octaédriques (Figure II-3b), de formule générale $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ ou $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ et dont l'épaisseur est de $4 \text{ \AA}$: les octaèdres ont leurs sommets occupés par des hydroxyles OH dont le centre est occupé par un atome d'aluminium ou un atome de magnésium. Il représente l'élément de base constitutif d'une argile et joue par conséquent un rôle très important dans la connaissance des caractéristiques de celle-ci et de son comportement hydromécanique.

Le feuillet formé par la liaison d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique est dit de type 1:1 ou Te-Oc (feuillet de kaolinite par exemple, Figure II-4a), l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de $7,2 \text{ \AA}$. Tandis que le feuillet formé par l'inter-calage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques est de type 2:1 ou Te-Oc-Te (feuillet de montmorillonite par exemple, Figure II-4b), l'épaisseur du feuillet dans ce cas est de l'ordre de $9,6 \text{ \AA}$ environ (Mitchell, 1993).

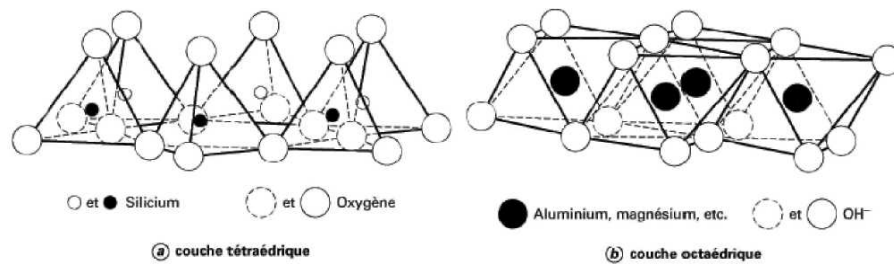


Figure II-3. Couches tétraédrique et octaédriques typiques des argiles (Mitchell, 1993)

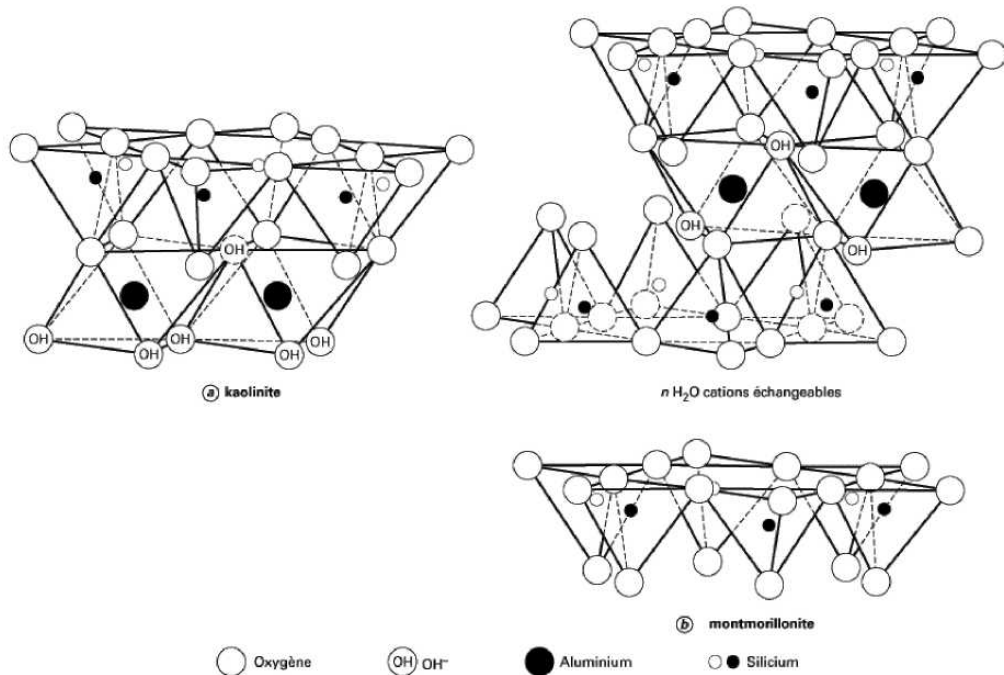


Figure II-4. Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993).

La particule (appelée aussi cristallite ou tactoïde) est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de $2 \mu\text{m}$. La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et sont également fonctions de son état hydrique (Ben

Rhaeim et al, 1986; Saiyouri, 1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité interlamellaire (ou interfoliaire, ou intraparticulaire) définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire (ou lenticulaire) définie entre deux surfaces externes de deux particules.

Les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. En effet, il arrive que certaines substitutions, ou remplacement isomorphiques, de Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+} aient lieu dans les couches tétraédriques, et de Al^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} dans les couches octaédriques. Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font sans modifications de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent quasi-inchangées. Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charges des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt. Il existe alors un déséquilibre électrique au sein des couches d'argiles, donc au sein de la particule. Par conséquent, les particules argileuses auront une charge négative à la surface. Cette électronégativité des particules est une des caractéristiques fondamentales des argiles. Des cations, présents dans le milieu environnant, viennent alors se localiser au voisinage du feuillet, en particulier dans l'espace interfoliaire, afin de compenser le déficit de charge. Ces cations ne font pas partie intégrante de la structure en couche et peuvent être remplacés, ou échangés, par d'autres cations présents en solutions et ils jouent un grand rôle sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996). Pour mesurer la quantité de charge négative en surplus, on utilise la notion de capacité d'échange cationique (CEC) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation importante par rapport aux milieux granulaires.

L'agrégat (appelé aussi grain) est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée sur la Figure II-5. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Pour simplifier, Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux : le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que les auteurs qualifient de double structure.

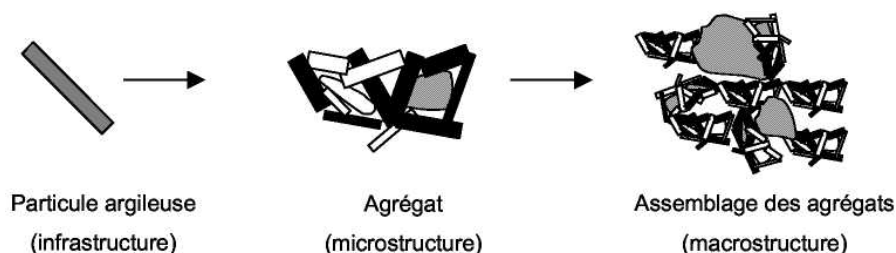


Figure II-5. Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).

1.4 LES PRINCIPAUX TYPES D'ARGILES

La classification géotechnique des argiles est un sujet difficile à cerner vu la diversité de leurs propriétés. Néanmoins, trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : les *kaolinites*, les *illites* et les *smectites*. Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles qu'elles soient naturelles ou commerciales.

1.4.1 Les kaolinites

Les kaolinites sont des minéraux argileux de type 1:1 (Te-Oc), à feuillets d'équidistance fixe de $7 \text{ \AA}$. Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O- présents sur la surface supérieure et les H^+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de Van Der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Cette liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement $45 \text{ m}^2/\text{g}$. Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas $15 \text{ méq}/100 \text{ g}$.

Les particules de kaolinite sont des grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelques dizaines à une centaine de nanomètres d'épaisseur et de quelques centaines à un millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale / épaisseur). Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et sont en contact les uns avec les autres. Ainsi, la seule surface accessible à l'eau reste la surface externe à la particule. Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argiles.

1.4.2 Les smectites

Les smectites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te). L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ $9,6 \text{ \AA}$. Ce désordre des feuillets et la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. Ce gonflement peut atteindre des valeurs dépassant l'épaisseur du feuillet lui-même.

Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile (Saiyouri, 1996). Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des interstartifiés.

Les particules de smectite comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités ou plus pour une montmorillonite sodique et entre 10 à 40 unités ou plus pour une montmorillonite calcique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et $150 \text{ méq}/100 \text{ g}$.

1.4.3 Les illites

Les illites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te), à feuillets d'équidistance fixe de $10 \text{ \AA}$. Elles ont la même composition que la montmorillonite, mais une liaison forte entre les feuillets est permise par la présence de cations potassium K^+ . Ce caractère leur confère un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets (Bolt, 1956), avec une épaisseur de moins d'une dizaine de nanomètres et une centaine de nanomètres pour l'extension latérale. Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris

entre 10 et 40 méq/100 g.

Le tableau 1.1 résume les différentes caractéristiques de chaque argile citée ci-dessus. Dans le cas de l'illite et de la smectite, la structure du feuillet est la même et pourtant les CEC sont très différentes. La différence provient du mode de formation des argiles. Dans le cas de l'illite, les cations intégrés à l'intérieur de la structure sont différents de ceux d'une smectite : le déficit de charge n'est pas le même et les CEC sont donc différentes.

Tableau II-1. Caractéristiques microscopiques des principales argiles

Argile	kaolinite	illite	smectite
Type de feuillet	1 :1	2 :1	2 :1
Epaisseur de feuillet ($\text{\AA}$)	7	10	9,6
Nombre de feuillet par particule	10-150	5-20	1-10 (montmorillonite sodique) 10-40 (montmorillonite calcique)
CEC (méq/100 g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m^2/g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire	--	K+	H_2O , Na^+ , Ca^{2+} , ...
Comportement dans l'eau	Non gonflant	Peu gonflant	gonflant

Si les kaolinites ont une surface spécifique et un pouvoir d'échange de cation faibles c'est parce que leur constitution rend l'accès entre les couches minérales presque impossible à cause des fortes liaisons qui sont établies entre elles. En revanche, les smectites montrent une très grande facilité de séparation de leurs couches à surfaces chargées, ce qui explique l'importance de leur surface spécifique et du pouvoir d'échange cationique. Les illites constituent un cas intermédiaire où les surfaces chargées sont seulement les surfaces latérales et les surfaces basales externes alors que les autres sont "soudées" par le biais du cation potassium. On note que la présence des impuretés réduit considérablement la surface spécifique d'une argile (Saiyouri, 1996).

Les argiles les plus fréquentes dans les sols naturels sont les illites, les kaolinites, les interstratifiées et les smectites de type montmorillonite. En revanche, les argiles d'utilisation industrielle sont en grande partie à base de montmorillonites de gisements. Lorsque la teneur en montmorillonite dépasse 65 %, ces argiles sont appelées des bentonites caractérisées par une capacité de gonflement très importante.

1.5 INTERACTIONS PHYSICO-CHIMIQUES ENTRE L'EAU ET L'ARGILE

En considérant la nature électrique des feuillets ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.

1.5.1 Les différents types d'eau autour du feuillet

Nous distinguons fréquemment trois types d'eau dans les argiles : l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée ou liée. L'importance des effets produits par ces types d'eau est liée à la nature chimique (présence de cations), à la fraction volumique (ou porosité) de l'argile elle-même directement liée à la taille de l'espace poral, au degré de compacité et au degré de saturation, et enfin à la nature minéralogique des argiles.

1.5.1.1 Eau libre

Comme pour tous les sols humides, on retrouve de l'eau libre dans les argiles. Celle-ci se trouve principalement dans les espaces interagrégat et éventuellement dans l'espace interparticulaire (loin des surfaces externes des particules). Cette eau est libre de circuler facilement dans le milieu ; elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté et maintenu à une température d'environ 105°C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydraulique décrit par la loi de Darcy.

1.5.1.2 Eau capillaire

Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931).

1.5.1.3 Eau liée ou adsorbée

Contrairement aux milieux granulaires, les milieux argileux se distinguent par l'existence, autour de chaque particule, d'une couche semi-solide d'eau adsorbée dont les propriétés sont complètement différentes de celle de l'eau libre. En effet, la molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique (le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges positives), sa propriété dépend de sa position dans le système eau-particules solides, du fait des phénomènes d'interactions eau-argile. À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre. Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960 ; Yong et Warkentin, 1966).

Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960). Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

1.5.2 Interactions eau-argile

Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons inter-atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, ces liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés. En effet, différents mécanismes d'interactions vont pouvoir s'établir, entre les feuillets chargés négativement et l'eau, dans l'espace interfoliaire (ou au voisinage de la surface externe d'une particule). Ces mécanismes sont les suivants (Low, 1961 ; Mitchell, 1993) :

1) Liaisons hydrogène : entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet : en effet, les atomes d'oxygène sont susceptibles d'attirer les pôles positifs de la molécule d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif de l'eau ;

2) Les forces d'attraction de Van Der Waals : du fait de la charge négative diffuse du feuillet,

des liaisons électrostatiques du type van der Waals (attractives) peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive. Pour deux atomes, ces forces sont proportionnelles à l'inverse de la puissance septième de la distance d qui les sépare :

$F = K^*(d)^{-7}$ alors que pour des feuillets, elles s'expriment en $1/d^6$ de la distance séparant leur surface : $F = K^*(d)^{-7}$ (K est un constant) ;

3) Hydratation des cations échangeables : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau, l'ensemble forme un polyèdre de coordination (Fripiat et Gatineau, 1984) ;

La Figure II-6 présente de manière schématique ces trois modes de liaisons possibles de l'eau interfoliaire ;

4) Attraction par osmose : plus on se rapproche de la surface chargée négativement du feuillet, plus la concentration des cations augmente ; afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface (Figure II-7a) ; notons que la concentration des cations adsorbés décroît exponentiellement au fur et à mesure que la distance à la particule augmente ;

5) Analogie avec un condensateur : les surfaces argileuses peuvent être considérées comme le pôle négatif d'un condensateur ; les molécules d'eau orientent alors leurs pôles positifs en direction des surfaces négatives ; au milieu de l'espace interfoliaire, les cations compensateurs vont s'interposer afin d'éviter d'avoir des pôles négatifs de l'eau adjacents l'un à l'autre (Figure II-7b).

Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Pour certaines argiles (Kaolinites), l'eau ne peut s'engager entre les feuillets. Ces argiles sont faiblement gonflantes. En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre feuillets fait que chaque espace interfeuillet peut s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend de l'état initial et bien sûr des contraintes appliquées.

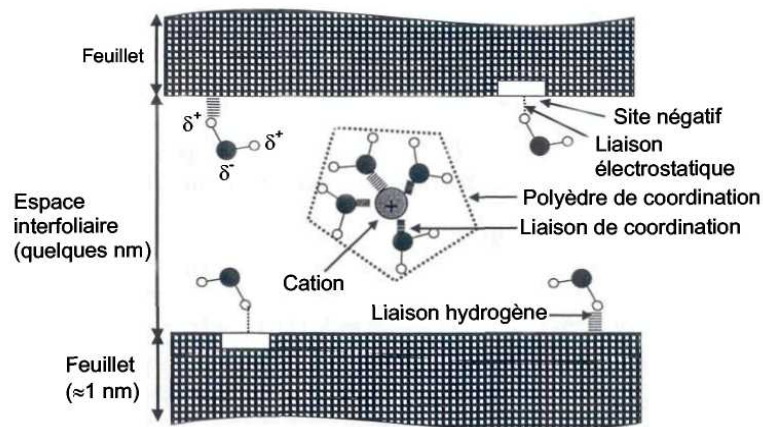


Figure II-6. Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996).

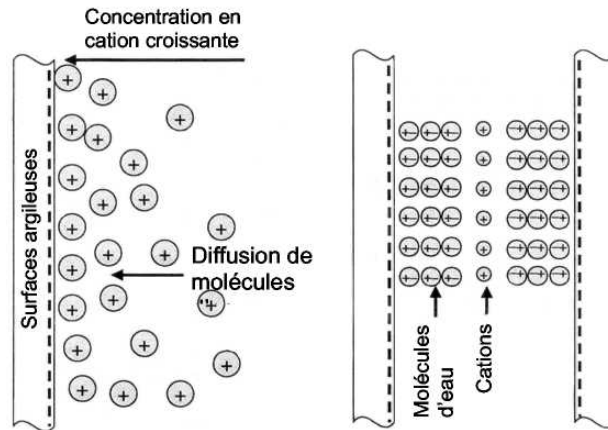


Figure II-7. Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses :

a) Attraction par osmose, b) Attraction dipolaire (Mitchell, 1993).

1.6 THEORIE DE LA DOUBLE COUCHE DIFFUSE

Nous avons vu précédemment que les argiles sont composées de particules chargées négativement, qu'elles contiennent des cations que l'on qualifie d'échangeables et qui sont peu liés à la structure de l'argile. Ils peuvent être échangés par d'autres cations. En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces des particules argileuses. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens (de la surface des particules vers la solution et *vice versa*), appelé échange cationique. Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une zone voisine de la surface de la particule qui prend le nom de double couche diffuse (ou électrique) DDL (*Diffuse Double Layer*) (Gouy, 1910 ; Chapman, 1913).

Compte tenu de la taille limitée des espaces interfoliaires, Tessier (1984) précise bien que les doubles couches ne peuvent pas s'y développer. Elles ne peuvent donc apparaître qu'au voisinage des surfaces externes des particules argileuses, donc dans l'espace interparticulaire dont l'épaisseur est au moins 30 Å. Pour les distances interarticulaires de 10 à 20 Å, les calculs de la théorie de Gouy-Chapman ne sont plus valables. On peut penser que la distribution des ions près de la particule est uniforme.

La théorie de la double couche diffuse permet de prévoir la distribution des cations dissous à proximité de la surface de la particule argileuse. Elle consiste à appliquer simultanément les équations de Coulomb et de Boltzmann (voir par exemple Mitchell, 1993; Saiyouri, 1996). Les calculs et quelques hypothèses simplificatrices permettent d'aboutir à l'expression suivante, caractérisant l'épaisseur L de la double couche :

$$L = \sqrt{\frac{DBT}{8\pi n_0 e^2 v^2}} \quad [\text{II} - 01]$$

Avec :

L : l'épaisseur de la double couche diffuse (cm) ;

D : la permittivité relative (constante diélectrique) du milieu liquide ($\text{C}^2 \cdot \text{J}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$) ;

B : la constante de Boltzmann ($B = 1,38 \times 10^{-23} \text{ J}^\circ\text{K}^{-1}$) ;

T : la température absolue (°K) ;

n_0 : une concentration ionique de référence, en un point loin de l'argile (ions/m³) ;

e : la charge électrique de l'électron ($e = 1,602 \times 10^{-19}$ C) ;

v : la valence du cation interfoliaire.

Cette équation montre que l'épaisseur de la DDL est directement liée au type de cation contenu dans le sol. Plus le cation aura une valence peu élevée et sera présent en faible concentration, plus la DDL sera développée, et inversement. De plus, on remarque que cette équation ne prend pas en compte le type d'argile ni la capacité d'échange cationique de l'argile et par conséquent toutes les argiles sembleraient avoir la même épaisseur de double couche pour une même concentration en cations dans le fluide interstitiel. Cela paraît peu représentatif des phénomènes réels dans la mesure où une smectite et une illite n'ont pas la même épaisseur de double couche lorsqu'elles sont saturées par la même eau interstitielle. Bolt (1956) a amélioré certains points de la théorie de Gouy-Chapman en introduisant l'effet de la taille de cations sur l'étendue de la double couche. En effet, plus le rayon du cation est grand, plus l'espace de la double couche augmente pour accommoder le maximum de cations autour du feuillet afin d'équilibrer le déficit de charge.

Si nous assimilons une particule d'argile à une plaque, la pression de répulsion P entre deux plaques parallèles et infinies se met sous la forme (Belanteur, 1995) :

$$P = 2 \frac{T_0^2}{D} e^{\frac{-2d}{L}} \quad [\text{II} - 02]$$

Avec T_0 la charge de la particule et d la demi-distance entre les particules. Cette équation s'appuie sur un certain nombre d'hypothèses :

- la particule est infinie et la permittivité relative de l'eau D est supposée constante ; en réalité celle-ci devient d'autant plus faible que l'eau entourant la particule est liée ;
- les particules sont parallèles les unes aux autres, mais ceci n'est pas toujours observé dans la réalité.

De ce fait, la théorie de la double couche ne peut être considérée que dans des cas bien définis, entre autres, dans les systèmes dont les particules ne sont pas en contact.

Lambe (1958) a proposé un des premiers modèles de microstructure des sols fins compactés. Il considère que, du côté sec de l'optimum, l'épaisseur de la double couche est réduite par la faible quantité d'eau et les actions capillaires, avec en conséquence une prédominance des attractions de van der Waals et une structure de type floculée. Du côté humide en revanche, il y a suffisamment d'eau pour permettre le développement intégral de la double couche et les actions de répulsion dominant, engendrant une structure dispersée.

La théorie de la double couche reste évidemment limitée pour traduire convenablement les déformations volumiques des sols gonflants compactés, du fait des hypothèses faites sur le milieu (pas d'interaction entre ions, particules infinies et parallèles,...).

Anandarajah et Chen (1994) ont montré que l'inclinaison d'une particule par rapport à l'autre génère une réduction considérable de la force de répulsion. Il est alors fondamental d'étudier les sols compactés gonflants à partir d'autres propriétés que les propriétés physicochimiques, à savoir les propriétés géotechniques et mécaniques.

2 SUCCION ET TECHNIQUES DE MESURE

Cette partie est consacrée à la description des variables importantes du comportement hydromécanique de sols non saturés. La succion est une variable clé dans l'analyse de ce comportement et sa mesure expérimentalement est un aspect fondamental dans la mécanique des sols non saturés. On abordera des techniques de mesures et de contrôle de la succion, ainsi que les propriétés de rétention des sols.

2.1 SUCCION DANS LES SOLS NON SATURES

Observant les sols non saturés, la première remarque est que le sol se trouve dans un état triphasique : la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse, contrairement aux sols saturés où le sol est un matériau biphasiques eau- solide.

Dans un milieu poreux l'existence conjointe d'une phase gazeuse et d'une phase liquide provoque le développement de ménisques capillaires air- eau. Dans ce cas la pression de l'eau est négative, du fait de la tension gravitaire exercée sur l'eau, ce qui donne des différences significatives par rapport aux sols saturés où la pression interstitielle est positive.

Donc on estime que le développement de ménisques capillaires dans la structure du sol, est la caractéristique principale de non saturation (Delage, 1988). La pression négative de l'eau est appelée la succion. La succion indique un déficit de pression de l'eau du sol par rapport à la pression d'air. La valeur de la succion peut varier dans un intervalle très large, entre 0 et plusieurs centaines de MPa et on peut distinguer différentes composantes de la succion.

2.1.1 Définition de la succion

«La succion dans les sols a été définie en géotechnique en 1965, dans un contexte thermodynamique, comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés. Pour amener, à l'altitude constante, de l'eau libre de l'infini jusqu'au sol non saturé, il faut fournir une énergie pour résister à l'attraction exercée ; il s'ensuit, par définition, que la valeur du potentiel capillaire ou matriciel est négative. Ce potentiel est égal à "la quantité de travail par unité de volume d'eau pure, nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à l'altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé". » (D'après Delage & Cui 2000).

Les différentes composantes du potentiel de l'eau d'un sol non saturé comprennent, comme pour la charge hydraulique des sols saturés, les potentiels de pression externe (s_p), gravitaire (s_g), les termes de potentiels capillaire et d'adsorption (dont la somme forme le potentiel matriciel (s_m)), et le potentiel osmotique (s_o). On a par définition:

$$s = s_p + s_g + s_m + s_o \quad [\text{II} - 03]$$

On peut exprimer la succion soit en unité de pression soit en hauteur d'eau. Dans cette étude on a gardé le même symbole s pour la succion.

On peut exprimer en conditions atmosphériques une autre définition de la succion totale à partir cette fois de la thermodynamique en utilisant l'expression donnée par la loi de Kelvin qui définit la relation entre la pression de vapeur d'eau de la phase gazeuse P_v au voisinage du ménisque eau-air et la succion :

$$s = \frac{RT}{gM} \ln \left(\frac{P_v}{P_{vs}} \right) \quad [\text{II} - 04]$$

Où:

s : la succion totale (kPa)

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J/mol}^\circ\text{K}$)

T : la température absolue ($^\circ\text{K}$)

M : la masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g/mol}$)

g : l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

P_{vs} : la pression de vapeur saturante à la température T (kPa)

P_v : la pression partielle de vapeur (kPa)

Cette relation montre que la température est un des facteurs qui contrôlent le comportement des sols non saturés. On remarque que la relation entre l'humidité ambiante et la succion correspondante est indépendante du sol. On passe maintenant à une explication plus détaillée des composantes de la succion.

2.1.1.1 Succion matricielle

On observe le phénomène de tension de surface au moment du contact entre l'eau et l'air, du à l'action des forces intermoléculaires, sur les molécules d'eau à l'interface air- eau. Une molécule d'eau à l'interface air-eau est soumise à une force résultante non nulle dirigée vers l'intérieur du liquide (Figure II-8), car la molécule d'eau est attirée par les molécules de sa propre phase par une force plus grande que celles qui l'attirent vers l'air; en contrepartie afin de maintenir un équilibre, l'interface génère une tension de surface sur sa longueur. Cette tension agit tangentielllement à la surface et sa grandeur est une fonction de la température (Fredlund & Rahardjo 1993).

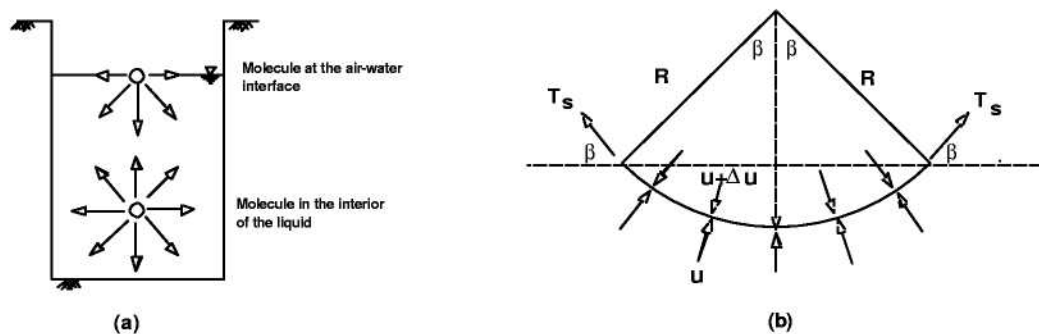


Figure II-8. Tension de surface a) Forces intermoléculaires sur l'interface et dans l'eau; b) Pressions et tension de surface agissant à l'interface (Fredlund & Rahardjo, 1993).

La propriété de tension de surface permet donc d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire. Le mécanisme est généralement représenté par le schéma de la Figure II-9, décrivant la remontée de l'eau dans un tube de rayon r petit. Dans l'hypothèse de pores cylindriques, la loi de Jurin donne la relation entre le rayon du ménisque dans le tube et la différence de pression entre les phases gazeuses et aqueuses (ou la succion matricielle) :

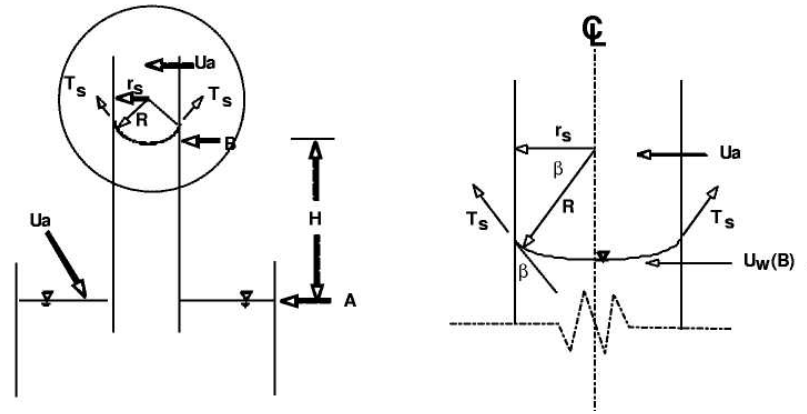


Figure II-9. Remontée capillaire dans un tube, (Delage et Cui, 2000).

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \beta}{r_s} \quad [\text{II} - 05]$$

Où:

u_a, u_w : respectivement les pressions de la phase gazeuse et de la phase aqueuse ;

T_s : la tension de surface eau-air qui vaut 0,073N/m pour l'eau ;

r_s : le rayon du tube ;

β : l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide qui est pris souvent égal à zéro pour l'eau.

Cette relation montre que plus le rayon de courbure est petit, plus la pression capillaire (ou succion) est élevée.

2.1.1.2 Succion d'adsorption

Dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico-chimique. Pour les sols fins, le terme du potentiel de l'eau correspond à l'action combinée de la capillarité et de l'adsorption sous le terme potentiel matriciel.

2.1.1.3 Succion osmotique

Dans le cas de l'eau interstitielle contenant du sel, il peut exister également un potentiel osmotique dû à la tendance des ions à s'hydrater et à l'existence de différences de concentration entre différents points du sol. En géotechnique elle n'est en général pas pris en compte, car son influence serait négligeable (Fredlund & Rahardjo 1993 ; Delage 1999).

2.2 TECHNIQUES DE MESURES ET DE CONTROLE DE LA SUCCION

La succion est une grandeur physique difficile à mesurer. Elle nécessite diverses techniques de façon à couvrir toute la gamme des suctions rencontrées dans les sols (Delage & Cui 2000). Parmi elles on peut citer la tensiométrie (Ridley & Burland 1993) et la psychrométrie (Verbrugge 1978). Ces suctions peuvent atteindre plusieurs centaines de méga pascals. On utilise souvent des pierres poreuses céramiques de très fine porosité. L'avantage de ces pierres est qu'elles ne peuvent être désaturées que sous des suctions beaucoup plus fortes que celles appliquées aux sols : de ce

fait, ces pierres restent donc toujours saturées, mêmes lorsqu'elles sont soumises à des fortes pressions d'air. Elles assurent ainsi la continuité de l'eau entre le système de contrôle ou de mesure, et le sol.

2.2.1 Techniques de mesure de la succion

2.2.1.1 Tensiomètre à eau

Ce type d'appareil permet de mesurer la pression négative de l'eau du sol. Un capteur de pression mesure la pression de l'eau contenue dans un réservoir, cette eau étant en contact avec celle du sol par l'intermédiaire d'une plaque céramique. La théorie de ce type d'appareil, initialement décrit par Richards & Gardner (1938), est disponible dans Stannart (1992). L'utilisation des tensiomètres reste limitée en raison de l'apparition de bulles d'air à partir d'une succion de 80 kPa (phénomène de cavitation). En réduisant le volume d'eau dans l'appareil, Ridley & Burland (1993) puis Guan & Fredlund (1997) ont réussi à développer un tensiomètre utilisable jusqu'à une succion de 1,25 MPa.

2.2.1.2 Tensiomètre osmotique

Cet appareil regroupe le principe du tensiomètre à eau et celui de la méthode osmotique. Le réservoir du tensiomètre osmotique est rempli d'une solution osmotique, et la plaque céramique est remplacée par une membrane semi-perméable. Le principe de ce type de tensiomètre a été décrit par Peck & Rabbidge (1966) cités par Ridley & Wray (1995). Des modifications ont été apportées par Bocking & Fredlund (1979), ces derniers indiquant une succion matricielle mesurable maximale de 1,5 MPa.

2.2.1.3 Méthode du papier filtre

Cette méthode permet d'obtenir une relation succion-teneur en eau semblable à celle de la courbe de rétention. La méthode a été réalisée d'abord par Gardner (1937) et en 1993 elle a été acceptée par ASTM comme une méthode standard de mesure de la succion du sol.

Son principe est présenté sur la Figure II-10. La méthode est basée sur l'emploi d'un papier filtre dont la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée au laboratoire. Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier filtre dans l'échantillon dont veut déterminer la succion et attendre (au moins 24h) l'équilibre des suctions entre le sol et le papier filtre, en évitant toute évaporation : on peut paraffiner l'échantillon ou l'envelopper soigneusement d'un sac en plastique. On extrait ensuite les papiers filtres de l'échantillon, et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/10000^e. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier filtre et donc du sol.

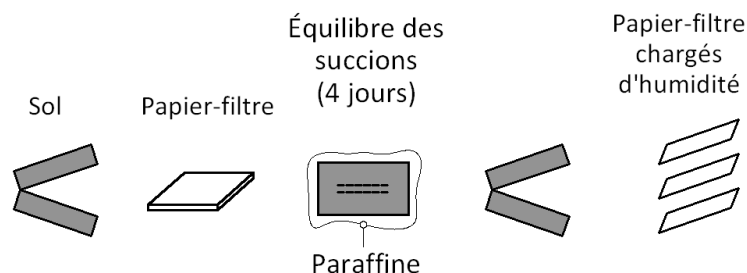


Figure II-10. Méthode du papier filtre, (Delage & Cui, 2000).

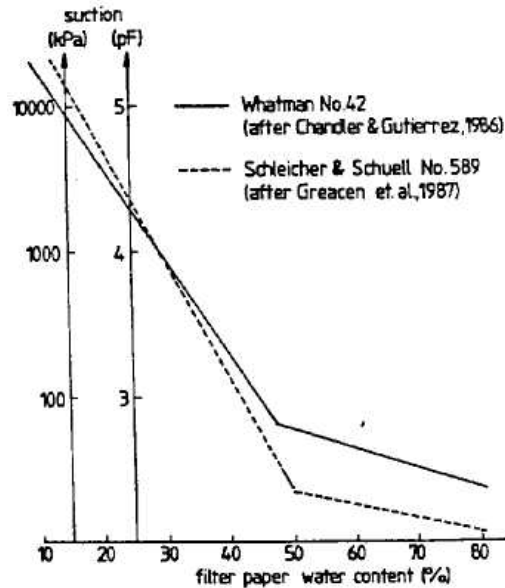


Figure II-11. Courbes détalonnage des papiers filtres Whatman n°42 et Schleicher & Schuell n°589.

2.2.1.4 Psychromètre

Un psychromètre est un dispositif qui permet de mesurer l'humidité relative d'un sol, et par conséquent, sa succion totale (Équation 04).

Le principe de l'appareil est de mesurer la température d'une goutte d'eau qui s'évapore, cette température étant inférieure à la température ambiante. La différence entre les deux températures est une fonction de l'humidité relative. Il existe deux types de capteurs utilisant chacun un principe physique différent pour mesurer la température d'évaporation de la goutte d'eau. Il y a les psychromètres à transistors décrits par Richards (1958) cité par Yalçın (1992), et les psychromètres à thermocouple utilisant l'effet Peltier introduits par Spanner (1951). Cette méthode de mesure est utilisable pour des succions comprises entre 0,1 et 80 MPa.

2.2.2 TECHNIQUES DE CONTROLE DE LA SUCCION

2.2.2.1 Plaque tensiométrique

C'est une des premières méthodes utilisées. La plaque tensiométrique consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau, connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. Ce système permet d'avoir une excellente précision aux très faibles succions, entre 0 et 10 kPa (1 m d'eau).

Dans des conditions normales, l'eau ne peut être mise sous tension que jusqu'à la limite imposée par la cavitation, qui est de 80 kPa pour une eau naturelle, ce qui définit la gamme tensiométrique (0-80 kPa). Cette gamme peut être couverte avec un procédé analogue, en plaçant du mercure dans le tube en U (100 kPa $\approx$ 76 mm de mercure).

2.2.2.2 Méthode de translation d'axes (L'appareil de Richards)

Le principe de l'appareil de Richards repose sur la méthode des pressions pneumatiques: l'échantillon est mis au contact avec de l'eau, dans une enceinte qui peut être pressurisée ; l'eau

étant également au contact avec une surface libre. En vertu de la loi de Laplace, l'eau pénètre alors dans (ou se vide de) la classe de capillaires correspondant à la différence de pression entre celle appliquée dans l'enceinte et la pression atmosphérique. Dans le cas de l'appareil de Richards, ce contact échantillon-eau se fait par l'intermédiaire d'une pierre poreuse dont les pores sont suffisamment petits pour qu'elle ne soit pas désaturée par la pression maximale d'air appliquée dans la cellule. C'est la valeur de la pression au point d'entrée d'air de la pierre poreuse qui limite le potentiel imposable. L'eau sous cette pierre poreuse est maintenue à la pression atmosphérique.

La succion produite dans cet échantillon est égale à la pression d'air exercée sur l'échantillon.

L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé.

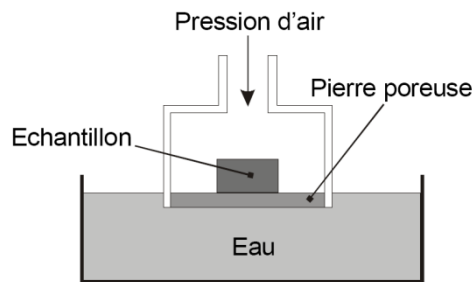


Figure II-12. Cellule de Richards de contrôle de succion, (RICHARDS, 1941).

2.2.2.3 Méthode osmotique

La technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation de membranes (de dialyse) semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, constituées de longues chaînes de radicaux éthyle (C_2H_4), ce qui leur confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1000 à 20000.

Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

Cette méthode, est une application directe du principe de l'osmose. De l'eau pure et une solution de macromolécules sont mises en contact via une membrane semi-perméable qui empêche l'échange des macromolécules entre les deux réservoirs (Figure II-13).

La tendance naturelle est d'assurer l'équilibre des concentrations de part et d'autre de la membrane. Il y a donc un transfert d'eau de A vers B qui induit une élévation du niveau d'eau dans le bac B (création d'une pression hydrostatique). Cette élévation h vient compenser la pression de diffusion des molécules d'eau. La succion est donnée par :

$$u_a - u_w = \rho_w \cdot g \cdot h \quad [II - 06]$$

Avec :

ρ_w : masse volumique de l'eau ($g \cdot cm^{-3}$).

La macromolécule classiquement utilisée est le polyéthylène glycol (PEG). Le poids moléculaire du PEG est le plus fréquemment de 6 000 ou de 20 000 Da (1 Dalton (Da) = $1,6605 \cdot 10^{-24}$ g), mais il est possible de trouver dans la bibliographie quelques résultats d'utilisation de PEG 1 500 ou 4 000.

Cette méthode impose la succion matricielle. La succion maximale imposable est d'environ 1,5 MPa avec du PEG 20 000. Delage et al. (1998) indiquent avoir atteint une succion maximale de 12,6 MPa avec du PEG 1 500 et de 9 MPa avec du PEG 6 000.

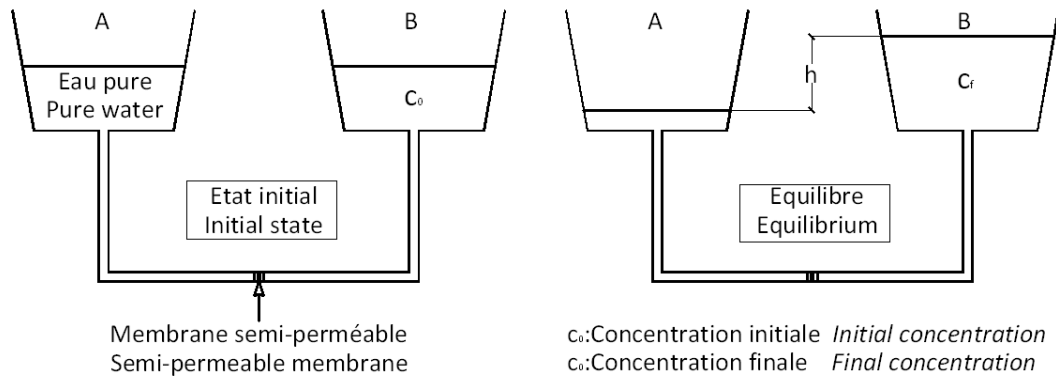


Figure II-13. Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique.

2.2.2.4 Méthode des solutions salines

Cette technique basée sur la loi de Kelvin, qui consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur. Les transferts d'eau s'effectuent sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre, ce qui est assez long. Elle dépend de la taille de l'échantillon et de la valeur de la succion imposée (trois semaines en moyenne pour des échantillons d'argile verte). On peut faire avancer les échanges par phase vapeur en utilisant une pompe pneumatique qui fait circuler plus rapidement l'air dans l'atmosphère confinée. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée, ou une solution saline saturée (Figure II-14).

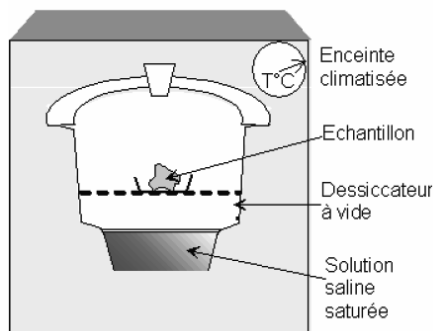


Figure II-14. Contrôle de succion par phase vapeur (Delage & Cui 2000).

Il est préférable d'utiliser cette technique en conditions de température contrôlée à 20 °C. Pour cette raison on place souvent l'ensemble dessiccateur et la solution saline saturée dans un bain qui reste à une température constante de 20°C. L'inconvénient principal est la lenteur des échanges par phase vapeur, même avec l'aide d'une pompe pneumatique. Il faut éliminer la condensation de gouttes d'eau se formant sur les parois du dessiccateur car elles peuvent tomber sur les échantillons retardant de cette façon l'état d'équilibre. On trouve dans le Tableau II-2 la valeur de

succion obtenue avec différents sels (Delage & Cui 2000).

Tableau II-2. Relation humidité relative - succion (Delage & Cui 2000)

Sel	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
K_2SO_4	4.2	97
$ZnSO_4 \cdot 7H_2O$	12.6	91.3
$(NH_4)_2SO_4$	29	81
NaCl	37.8	76
$NaNO_2$	57.3	66
$Mg(NO_3)_2$	82.4	55
K_2CO_3	137.8	44
KCH_3CO_2	182.1	20
KOH	331.9	9

2.3 COMPORTEMENT SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

2.3.1 INTRODUCTION :

Nous désignons par chemins de drainage-humidification des chemins dans lesquels le paramètre moteur essentiel est la pression capillaire, en l'absence de contrainte extérieure.

L'étude des chemins de drainage-humidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la pression capillaire à laquelle est soumis le sol et de comprendre cet aspect important de son comportement (sa carte d'identité), d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent, en première approximation, des chemins de drainage-humidification : retrait-gonflement des sols à faible profondeur lors de variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière et géotechnique de l'environnement, etc.

L'essai consiste à imposer au sol une suite de pression capillaire croissantes jusqu'au séchage complet (drainage), puis à le réhumidifier en imposant une suite de pressions capillaires décroissantes (humidification).

Les variations de pression capillaire provoquent des variations de volume et de teneur en eau qui seront ensuite mesurées, une fois l'équilibre atteint. Ces mesures étant destructives, chaque point de la courbe expérimentale correspond à la moyenne de deux ou trois échantillons de sol.

Une représentation englobant, en même temps, la variation des paramètres (pression capillaire, indice des vides, degré de saturation et teneur en eau) est nécessaire. En effet, la représentation dans un diagramme à cinq plans ($[e, \log u_c]$, $[Sr, \log u_c]$, $[\omega, \log u_c]$, $[e, \omega]$, $[Sr, \omega]$), permettra de mettre en évidence les correspondances entre les variations de ces paramètres (Biarez & al. 1988).

2.3.2 CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR UNE PATE

2.3.2.1 Description du premier cycle de drainage-humidification :

La Figure II-15 représente le premier cycle de drainage-humidification sur le limon de Jossigny (France). Ce limon moyennement plastique a été préparé sous la forme de pâte saturée à une teneur en eau égale à une fois et demie sa limite de liquidité ($\omega = 1,5 \omega_L$).

Les trois graphiques de la partie droite représentent les variations de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau avec la pression capillaire. Sur la partie gauche, l'indice des vides et le degré de saturation sont tracés en fonction de la teneur en eau.

Le plan $[e, \omega]$, représente la courbe de retrait usuelle, où l'indice des vides remplace le volume total. Sur un chemin de drainage, le sol suit d'abord la droite de saturation, d'équation : $e = \omega(\gamma_s / \gamma_w)$. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constant.

La limite de retrait (ω_{SL}) est définie comme la teneur en eau du sol saturé correspond à l'indice des vides final du sol après passage à l'étuve ; elle correspond donc à l'abscisse du point situé à l'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote horizontale de la courbe lorsque ω tend vers 0. On constate dans ce cas que sa valeur est légèrement supérieur à la limite de plasticité du sol.

Dans le plan $[e, \log u_c]$ on observe :

- Une variation importante de l'indice des vides avec la pression interstitielle négative, qui s'apparente à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé.
- Au-delà d'une certaine valeur seuil, les variations de (e) deviennent pratiquement négligeables et présentent un palier quasi-horizontale. Cette valeur est définie comme étant la pression capillaire de retrait, notée u_{cSL} , par analogie à la limite de retrait (ω_{SL}).

Le plan $[Sr, \log u_c]$ montre un domaine où le sol reste saturé malgré l'accroissement de la pression capillaire (segment **[AB]**).

- Du point **B** au point **C** : il se produit une désaturation légère du sol ; le point B représente le point d'entrée d'air et correspond à une pression limite appelée pression de désaturation notée ($u_{cdésat}$). Elle est plus faible que la pression capillaire de retrait.
- Du point **C** au point **D** le sol se désature rapidement jusqu'à atteindre la valeur nulle de degré de saturation.

La courbe d'évolution du degré de saturation (Sr) en fonction de la teneur en eau (ω) montre que l'échantillon reste saturé tant que la teneur en eau reste inférieure à celle du point d'entrée d'air. Le degré de saturation diminue ensuite rapidement, presque linéairement avec la teneur en eau.

La courbe $[\omega, \log u_c]$ traduit globalement l'effet de la pression capillaire sur un paramètre facile à mesurer qui est la teneur en eau.

Sur le chemin d'humidification (de l'état sec à l'état saturé), on trouve les mêmes étapes de comportement :

- Du point **D** au point **C'** : le comportement volumique est complètement réversible, mais on note un hystérésis important du degré de saturation.
- Du point **C'** au point **B'** : le matériau se resature, mais présente une forte irréversibilité dans le plan $[\log u_c, e]$. la pression capillaire de resaturation (u_{cresat}) est sensiblement plus faible que la pression de désaturation.
- Du point **B'** au point **A'** : le sol se comporte comme un sol saturé surconsolidé.

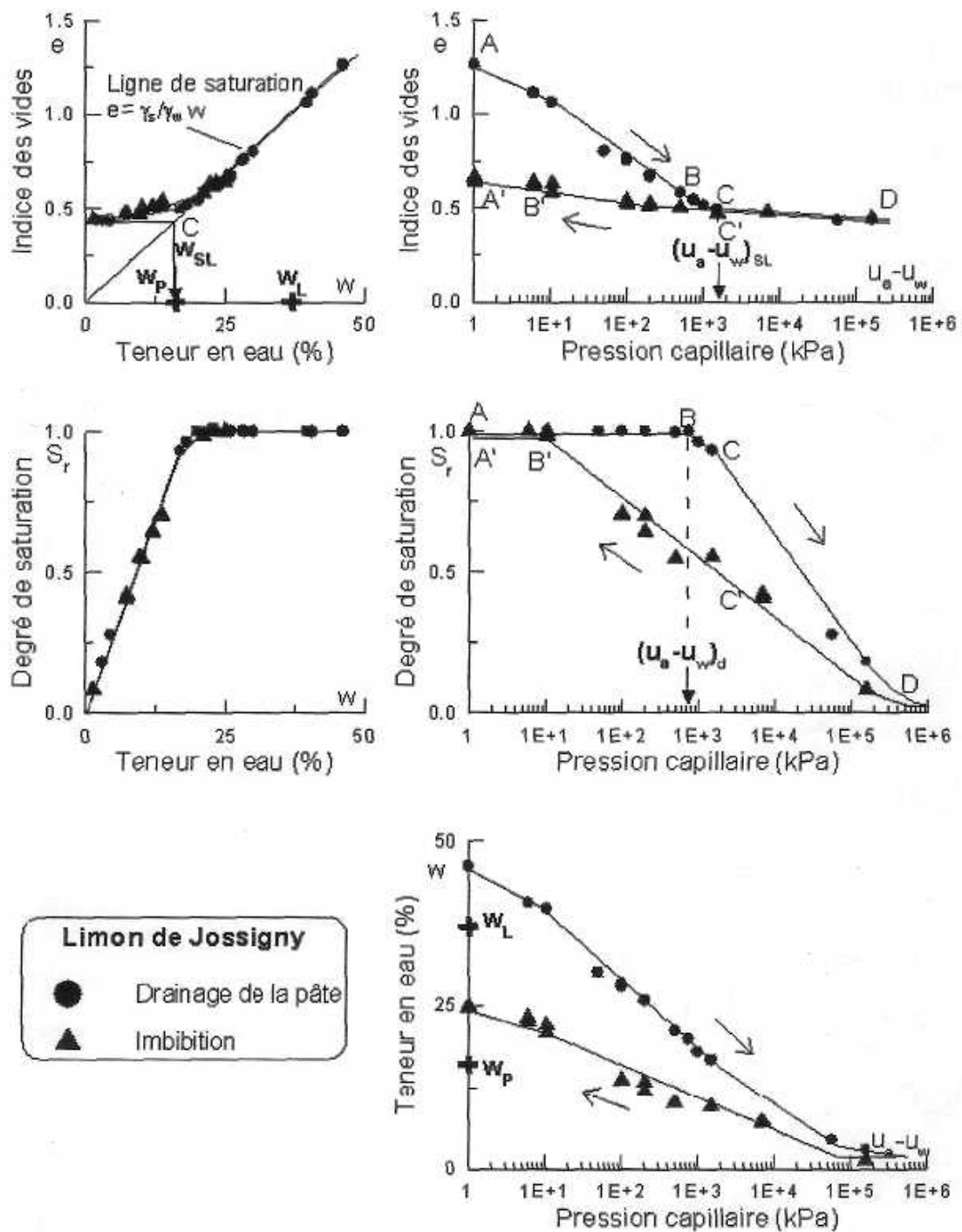


Figure II-15. Un cycle de drainage imbibition sur le limon de jossigny normalement consolidé (Indarto, 1991)

Le chemin d'humidification met en évidence une caractéristique fondamentale du comportement des sols non saturés à savoir l'hystérésis des courbes de variation des différents paramètres en fonction de la pression capillaire. Cette hystérésis est liée à plusieurs facteurs :

- La présence d'air piégé dans le sol.
- Une variation de l'angle de mouillage en fonction du processus (humidification ou dessiccation). En effet le rayon de courbure est plus grand pour un ménisque qui avance que pour celui qui recule.
- La non uniformité géométrique des pores (effet ink-bottle, bouteille d'encre) : durant le drainage, les vides restent remplis d'eau jusqu'à ce que la succion soit suffisamment grande pour que le plus petit des pores se désature. Tandis qu'en humidification les vides se remplissent d'eau pour une succion plus faible puisque celle-ci correspond au seuil du plus grand des pores.
- Le phénomène de retrait affectant la phase solide sous l'effet de l'augmentation de la pression interstitielle négative est un comportement plastique dans le domaine saturé ou quasi saturé, par conséquent, ce phénomène de retrait n'est pas réversible d'où l'hystérésis observé dans le plan $[e, \log u_c]$.

D'autres exemples de chemins de drainage-humidification, effectués sur des pâtes, sont représentés sur les Figure II-16 et II-17 on retrouve d'une manière générale les mêmes tendances de comportement quelque soit le type de matériau.

Les quelques différences qui subsistent, se résument dans les points suivants :

- L'importance du domaine sur lequel les matériaux, soumis à une pression interstitielle négative, restent saturés.
- Les différences entre les valeurs caractéristiques selon le type de sol : limite de retrait, pression de désaturation, resaturation.
- Ces différences sont dues en partie à l'effet de la minéralogie en liaison avec la limite de liquidité (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 2004).

De ce qui précède on peut dire que la description du premier cycle de drainage-humidification sur une pâte, met en évidence trois phases dans le comportement du matériau sur chemin de drainage, que l'on retrouve dans tous les types d'argiles, y compris les argiles gonflantes (Fleureau 1993, cité par Coussy et Fleureau 2002) :

- $u_c < (u_c)_{\text{désat}}$: Un domaine saturé où le sol subit des déformations plastiques importantes.
- $u_c < (u_c)_{\text{SL}}$: Un domaine non saturé dans lequel le sol se déforme très peu et de façon élastique ; c'est dans ce domaine que l'on observe la plus forte irréversibilité des variations de degré de saturation.
- $(u_c)_{\text{désat}} < u_c < (u_c)_{\text{SL}}$: le sol reste quasi saturé ($S_r > 85\%$) et son comportement est peu différent du sol saturé ; la phase eau reste généralement continue, mais présente des bulles d'air dispersées.

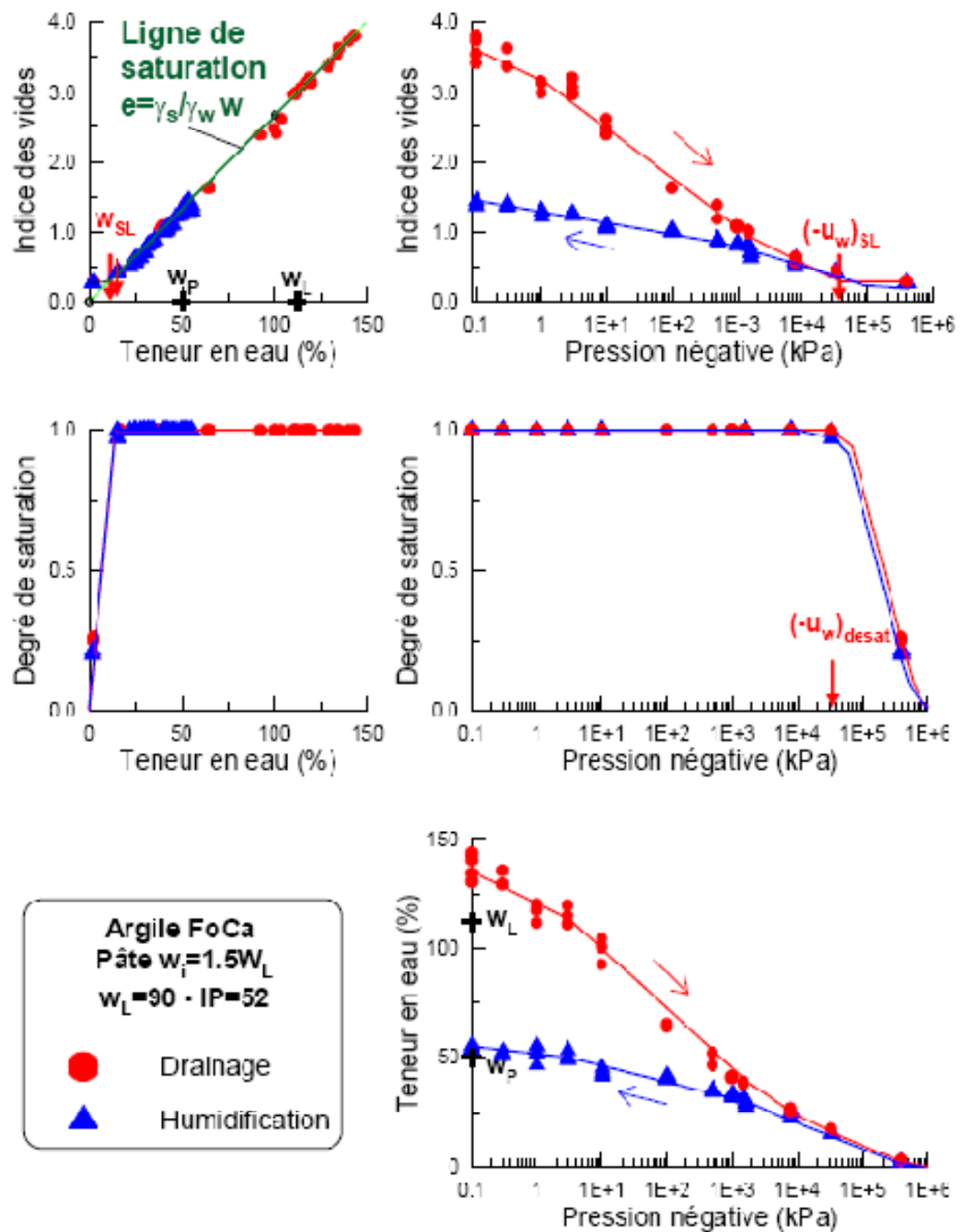


Figure II-16. Comportement d'une pâte d'argile plastique FoCa lors du premier cycle de drainage-humidification (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).

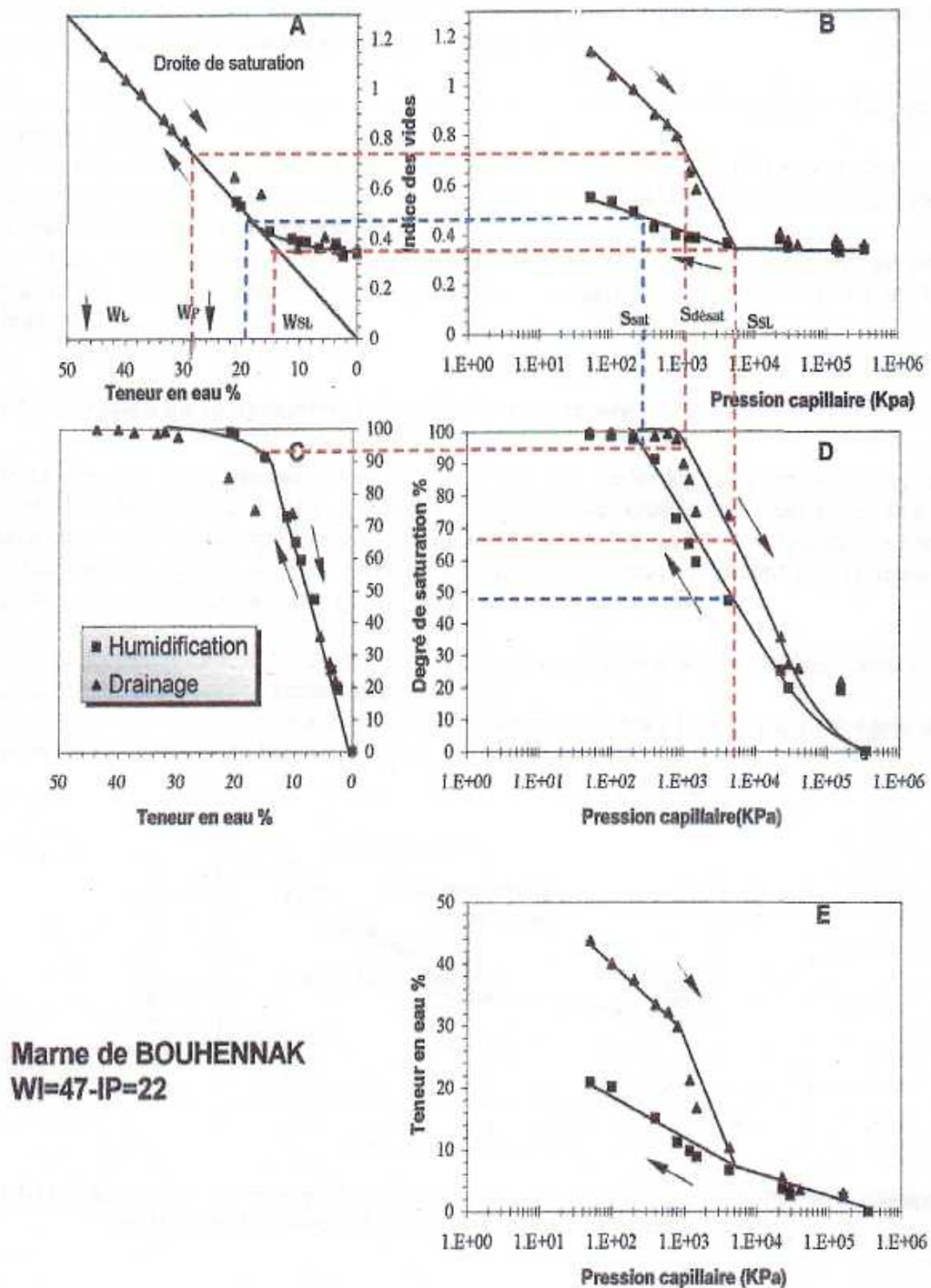


Figure II-17. Premier cycle de drainage humidification sur le sol de bouhennak initialement sous forme de pâte à $\omega=1,5 \omega_L$ (Derfouf, 2005).

2.3.2.2 Identification du comportement dans le domaine saturé :

Pour un sol normalement consolidé, les chemins oedométriques et isotropes se traduisent, dans les plans $[e-\log(\sigma'_v)]$ ou $[e-\log(p')]$, par des droites parallèles de pente C_c .

En comparant ces deux chemins à celui de drainage (Figure II-18), on constate que tant que les échantillons restent saturés, les variations de pression interstitielle entraînent des variations d'indice des vides analogues à celles qui résultent de variations de contraintes.

D'une façon générale, on constate que, dans le domaine saturé, les chemins de drainage sur la pâte d'argile sont parallèles aux chemins de compression oedométrique et isotrope N_c .

Par conséquent, la pente de la droite NC de drainage dans le plan $[e-\log(u_c)]$ est égale au coefficient de compressibilité habituel C_c , tant que le sol reste saturé.

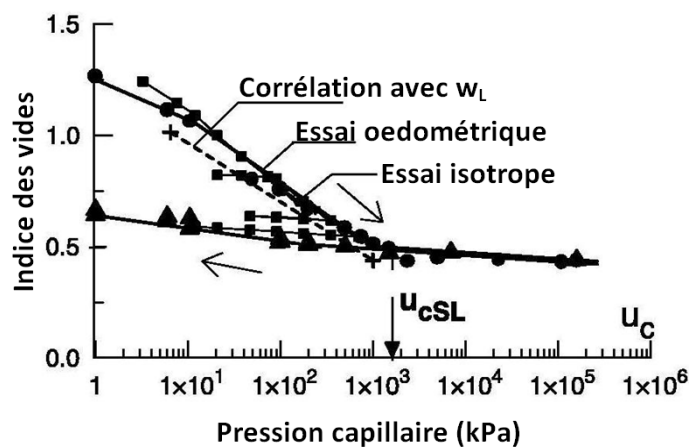


Figure II-18. Comparaison des chemins de drainage sur la pâte, compression oedométrique et isotrope sur le limon de Jossigny (Indarto, 1991)

Le coefficient C_c peut être déduit des corrélations avec la limite de liquidité. Les corrélations établies par Biarez & Favre (Biarez & al, 1975) ont montré que la droite de compression isotrope passe par les points suivants :

- $\omega = \omega_L$, ou $e = G_s \omega_L$, pour $p = 7$ kPa ;
- $\omega = \omega_p$, ou $e = G_s \omega_p$, pour $p = 1000$ kPa .

2.3.3 CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAUX SURCONSOLIDES

Les matériaux surconsolidés sont préparés à partir d'une pâte, saturée puis soumise à une contrainte sur un chemin de compression, soit d'une pression capillaire sur chemin de drainage.

Des essais de drainage-humidification ont été réalisés (Maouchi, 1998 cité par Coussy et Fleureau, 2002) sur le limon de Jossigny consolidé sous différentes contraintes (0,1 ; 1 et 3 Mpa) dans les conditions oedométriques (Figure II-19).

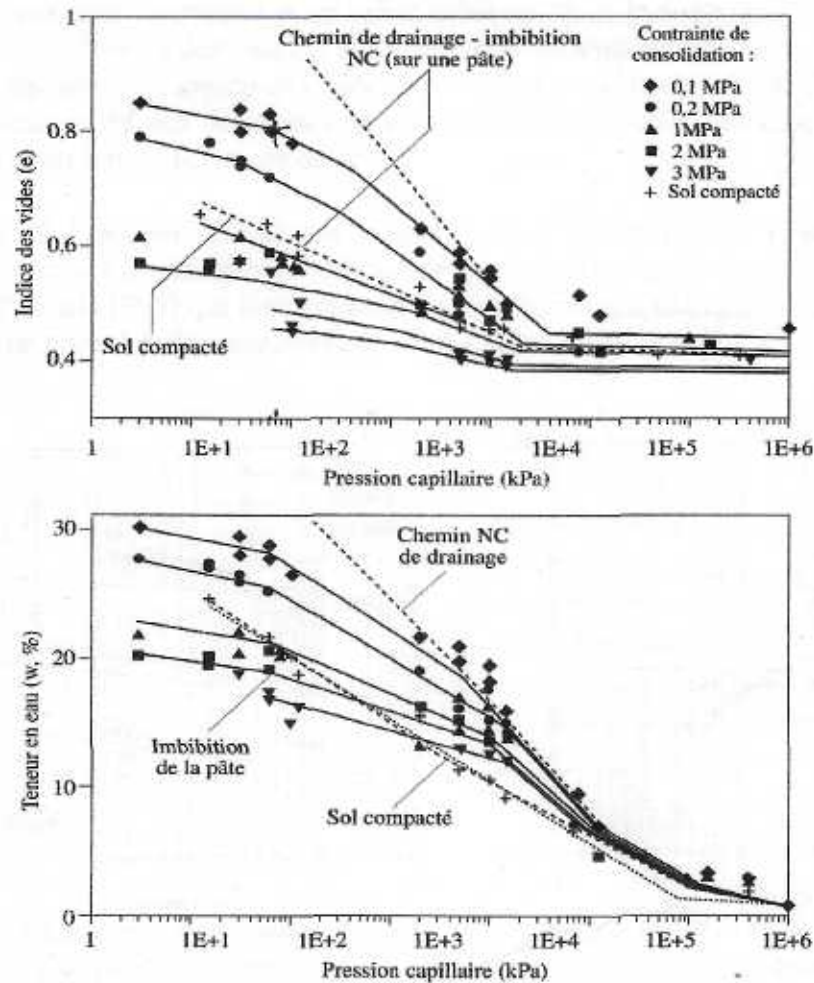


Figure II-19. Influence de la contrainte de consolidation sur le chemin de drainage du limon de Jossigny (Maouchi, 1998 cité par Coussy et Fleureau, 2002).

D'après cette figure, on constate que deux cas peuvent se présenter :

◇ Faible contrainte de consolidation (0,1 Mpa) :

- Pression capillaire initiale est de 70 kPa.
- Le chemin de drainage rejoint le chemin normalement consolidé (NC), sur la pâte, dans le domaine saturé.
- La désaturation survient au même moment dans le matériau surconsolidé et dans le matériau normalement consolidé.
- Les mêmes valeurs caractéristiques $(u_c)_{\text{désat}}$, $(u_c)_{\text{SL}}$, ω_{SL} et le même palier de retrait pour les deux matériaux NC et SC.
- Dans le plan $[e, \log u_c]$, la forme des courbes est légèrement différente de celle des matériaux saturés sur chemin de compression mécanique.

◇ Fortes contraintes de consolidation (1 et 3 Mpa) :

- La pression capillaire initiale est voisine de la pression de désaturation de la pâte.

- Le matériau surconsolidé se comporte de façon assez différent de la pâte et présente des valeurs caractéristiques et un palier différent: plus la contrainte de consolidation est élevée, plus l'indice des vides et la limite de retrait sont faibles.
- La variation de l'indice des vides est limitée de 0,45 à 0,39. Ce faible écart est probablement dû aux déformations anisotropes créées par la désaturation, qui engendrent une microstructure différente du sol.

2.3.4 CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAUX COMPACTES

Les échantillons compactés sont préparés par compression (statique ou dynamique) d'une poudre humide dans un état non saturé. Ce mode de préparation se traduit par une histoire complexe, qu'il est très difficile de connaître précisément si des mesures ne sont pas faites à chaque étape du processus.

Les chemins de drainage-humidification dépendent de nombreux paramètres, tels que la contrainte de compactage, la teneur en eau (ou la pression capillaire) initiale etc...

La présentation suivante sera donc centrée sur une procédure, a priori bien définie et normalisée : les conditions Proctor normal et notamment l'optimum (OPN).

Le chemin de drainage-humidification sur le limon de Jossigny compacté à l'OPN est également représenté sur la Figure II-20.

On constate une forte analogie entre ce chemin et celui sur le limon consolidé à la contrainte de 1 Mpa, ce qui correspond à la valeur couramment admise de la contrainte effective de consolidation équivalente. Les chemins sur sols compactés à l'OPN présentent généralement assez peu d'hystérésis dans le plan de l'indice des vides en fonction de la pression capillaire.

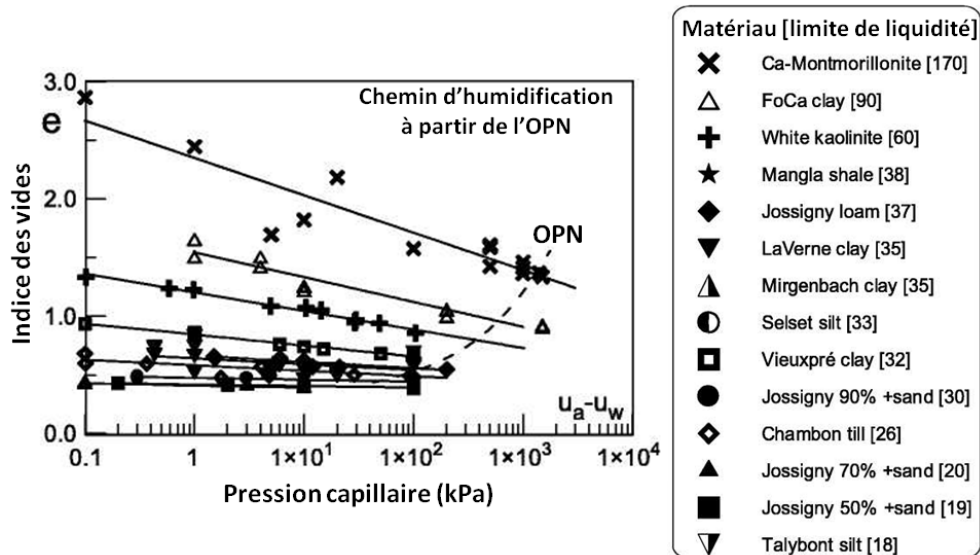


Figure II-20. Chemin d'humidification de différents sols argileux compactés en fonction de la pression capillaire (Fleureau et Coussy, 2002).

3 ETUDE DE LA PERMEABILITE

3.1 INTRODUCTION

L'application quantitative de la théorie d'écoulement aux milieux poreux non saturé pour les problèmes d'ingénierie nécessite la connaissance des valeurs de la perméabilité ou de la diffusivité, à différents teneurs en eau ou à différentes succions. La détermination expérimentale de ces paramètres hydrodynamiques peut se faire par des méthodes directes en utilisant la loi de darcy généralisée, ou par des méthodes indirectes qui font appel à la résolution des équations de transfert ou à des modèles empiriques (Klute, 1965).

Les techniques de mesure des perméabilités décrites dans la littérature sont fort nombreuses et sont souvent classées suivant le régime d'écoulement envisagé. En parallèle avec la diversité de ces méthodes, la question concernant la validité et la fiabilité des résultats obtenus est souvent posée.

D'un côté, les difficultés expérimentales rencontrées d'une méthode à l'autre sont omniprésentes, et de l'autre côté, un grand nombre de paramètres peut influencer les mesures.

3.2 FACTEURS AFFECTANT LA PERMEABILITE DES SOLS COMPACTES

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. En règle générale, la perméabilité dans un milieu poreux dépend :

- Du volume des pores (fonction de la densité et du degré de saturation);
- De la distribution de la taille des pores (structure interne des pores).

Dans ce qui suit, une liste des différents facteurs influençant la perméabilité est présentée. Certains de ces facteurs concernent exclusivement les argiles compactées, alors que d'autres concernent également les argiles naturelles et dans certains cas, tous les milieux poreux. De plus, certains facteurs concernent seulement les essais en laboratoire, d'autres uniquement les essais in situ, alors que d'autres sont pertinents dans les deux cas.

Les paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, etc.
- Environnemental : conditions de compactage, structure, saturation, etc.
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essai, condition d'essai, etc.

Une liste des différentes variables qui peuvent être rencontrées dans chaque catégorie est présentée dans le tableau II-3. Les plus importantes seront ensuite détaillées.

Tableau II-3. Facteurs affectant la perméabilité.

Composition - Environnement	- Type de minéraux - Surface spécifique - Forme et distribution de la taille des grains - Sels dissous - Ions échangeables Pour les argiles compactées : - Teneur en eau de compactage - Energie de compactage - Méthode de compactage - Taille des mottes Applicable pour toutes argiles : - Degré de saturation - Présence de fissures ou de discontinuités - Pression de confinement - Eau interstitielle - Activité biologique
Mesures	- Type d'essai - Type de perméamètre - Dimension de l'échantillon - Gradient - Direction de l'écoulement - Durée entre la préparation de l'éprouvette et l'essai

3.2.1 Facteur de composition

La composition comprend les propriétés mécaniques, physiques et chimiques des grains formant l'ossature de l'échantillon de sol. Ces propriétés sont importantes pour la détermination des plages et des limites des propriétés géotechniques des sols, et en particulier de la perméabilité. Les variations dans les limites sont fonctions des différentes conditions environnementales (réf. Tableau II-3).

Pour exemple, la forme et la distribution de la taille des grains sont essentielles dans la détermination de la densité, et de manière plus importante pour la structure interne (distribution de la taille des vides), qui est obtenue aussi, en fonctions de l'énergie de compactage et la teneur en eau. La taille et la forme des grains sont fonction de leur minéralogie. La composition d'un sol joue un rôle important dans la détermination des réactions (en termes de variation de structure), au contact des différentes eaux interstitielles.

3.2.2 Facteurs liés à l'environnement

3.2.2.1 La teneur en eau

Si un sol cohérent est compacté à différentes teneurs en eau, on obtient une courbe de compactage telle que montrée sur la Figure II-21. Cette figure montre que la densité sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un optimum, puis décroît. Pratiquement toutes les études effectuées par les auteurs, comme en particulier Lambe (1954, 1958), Mitchell et al. (1965), Boyton et Daniel (1985), Day et Daniel (1985), Harrop et Williams (1985), Moussaï (1993) montrent que la perméabilité est très influencée par la teneur en eau initiale de compactage. Deux théories peuvent expliquer l'influence de la teneur en eau sur la perméabilité des sols argileux compactés (Boyton et Daniel 1985, Herrmann et Elsbury 1987):

- La théorie d'orientation des particules d'argile proposée par Lambe (1958) suppose que la variation de la perméabilité en fonction de la teneur en eau de compactage est directement liée à la structure du sol. Du côté humide de la courbe de compactage la structure est floculée et du côté sec la structure est plutôt dispersée (Figure II-21) ;
- La théorie des mottes proposée par Olsen (1962), suppose que l'écoulement d'eau dans les sols argileux se fait à travers les vides intermottes plutôt qu'à travers les mottes elles-mêmes (Figure II-22). Les mottes relativement sèches sont dures et s'imbriquent difficilement, en laissant entre elles des vides apparents, ce qui conduit à de fortes valeurs de la perméabilité. Les mottes humides sont plus facilement déformables pendant le compactage, permettant ainsi de réduire les vides intermottes et leur connexion et d'obtenir une faible perméabilité du sol. Cette théorie semble plus proche de la réalité du terrain que la théorie de Lambe basée sur l'orientation des particules.

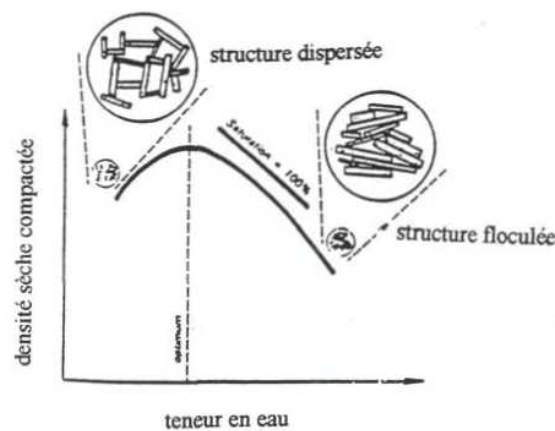


Figure II-21. Effet de la teneur en eau sur la densité sèche et sur l'orientation des grains (Lambe, 1958).

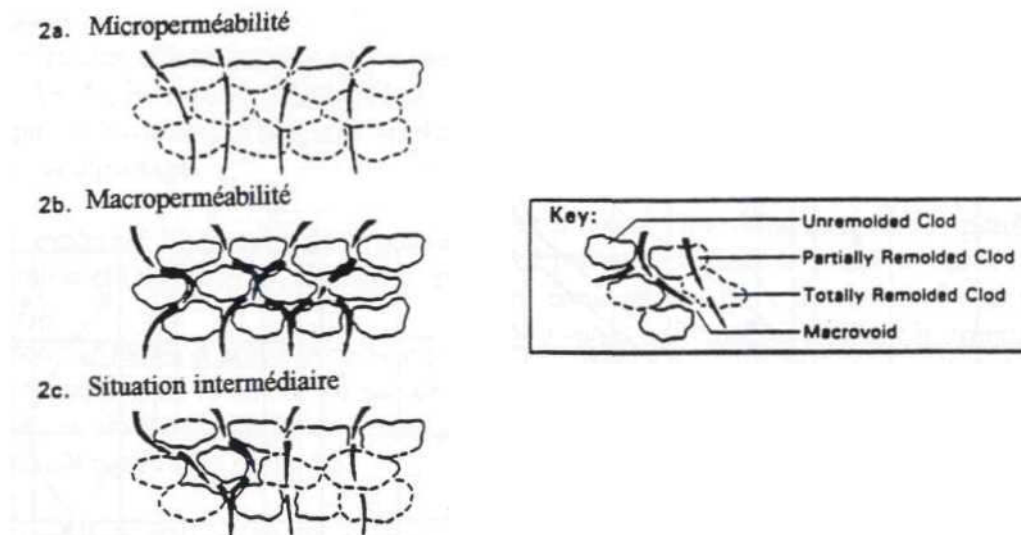


Figure II-22. Influence des mottes sur la perméabilité des sols (Herrmann et Elsbury, 1987)

La perméabilité est plus forte pour les échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum (Figure II-23). Typiquement, la perméabilité des échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum peut être 10 à 1000 fois plus forte que ceux compactés

à des teneurs en eau plus fortes que l'optimum (Boynton, 1983).

3.2.2.2 L'énergie de compactage

L'effet de l'augmentation de l'énergie de compactage est l'augmentation du degré de dispersion des grains et d'imbrication des mottes, et ainsi la réduction de la perméabilité. La Figure II-23. Montre que l'augmentation de l'énergie de compactage provoque une réduction de la perméabilité.

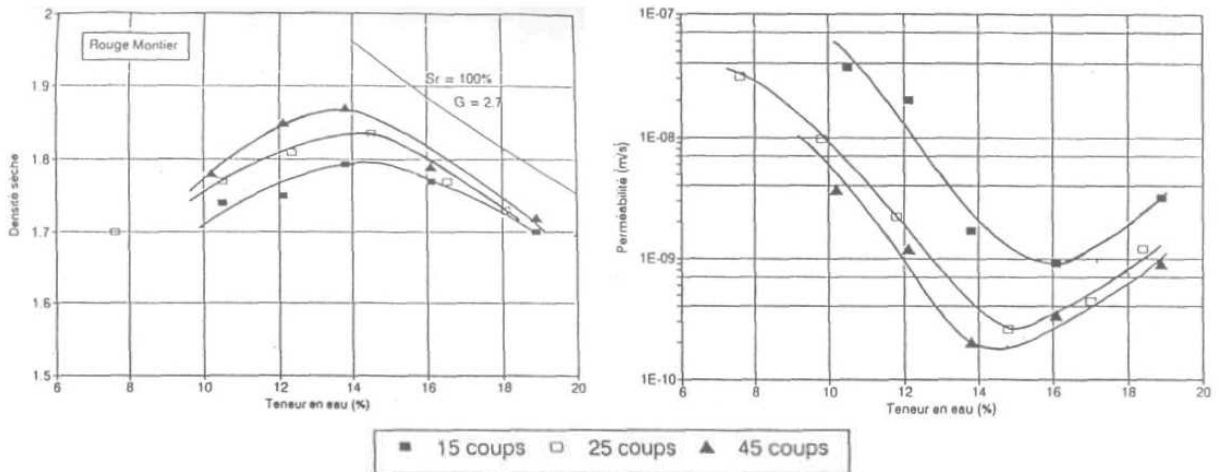


Figure II-23. Relation perméabilité-densité sèche-teneur en eau (Moussai, 1993).

3.2.2.3 La méthode de compactage

D'après Seed et al (1960) et Mitchell et al (1965), le comportement du sol n'est influencé par la méthode de compactage que pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale (Figure II-24). Mitchell et al. (1965) ont montré qu'un sol compacté statiquement présente une structure plus dispersée que pour un compactage par pétrissage. De plus, l'augmentation de l'effort de compactage conduit à l'augmentation du degré de parallélisme des particules de sol.

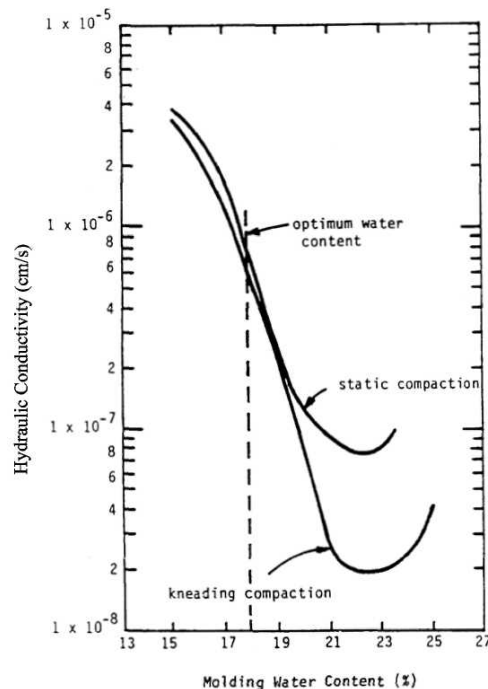


Figure II-24. Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al, 1965).

3.2.2.4 La taille des mottes

Dans le cas des matériaux rapportés, il est impossible de fragmenter suffisamment le matériau pour le compacter et il se présente souvent sous forme de mottes. Un mauvais imbriquage de ces mottes peut influencer sensiblement la perméabilité. Daniel (1984) a étudié l'influence de la taille des mottes sur la perméabilité d'argiles compactées. Il a montré qu'il pouvait exister un rapport de 30 entre la perméabilité obtenue sur une argile compactée en motte de 10 mm par rapport à une argile compactée en mottes de 2 mm. Ce constat a été confirmé par d'autres auteurs tels que Moussai (1993) (Figure II-25). Les résultats obtenus par ce dernier montrent que la perméabilité est indépendante de la taille des mottes lorsque le sol est compacté du côté humide.

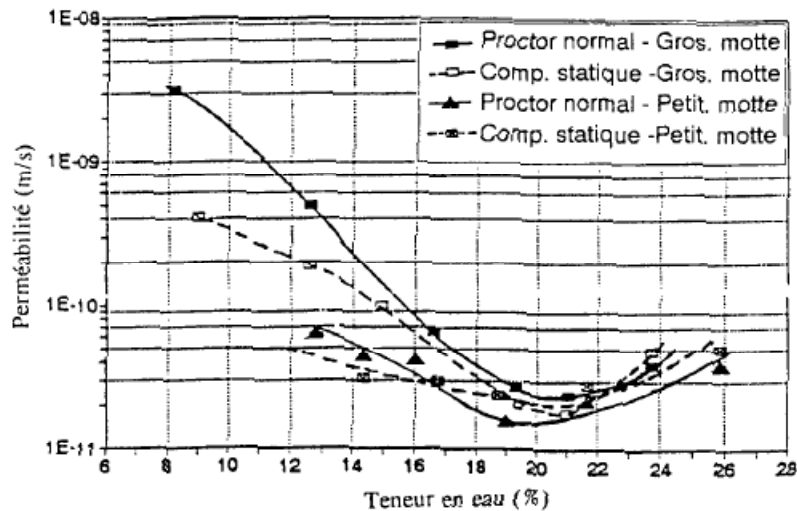


Figure II-25. Influence de la taille des mottes sur la perméabilité (Moussai, 1993).

3.2.2.5 Degré de saturation

Pour des échantillons d'argile complètement saturés, Mitchell et al, (1965) ont résumé les résultats de leurs essais par une série de lignes d'égales perméabilités qui montrent l'effet combiné de l'énergie et de la teneur en eau de compactage (Figure II-26).

Dans les sols partiellement saturés, les pores du sol contenant de l'air piégé ne participent pas complètement à l'écoulement du fluide, et la section effective à travers laquelle l'écoulement s'effectue se trouve réduite. Ainsi, la perméabilité maximale possible est celle de l'échantillon complètement saturé.

Le modèle capillaire simple d'un sol suggère que, tous autres facteurs restant les mêmes, la perméabilité soit directement proportionnelle au degré de saturation élevé à la puissance trois (Mitchell et al, 1965). Mitchell et al ont présenté des données (Figure II-27) qui confirment cette relation pour différents échantillons.

La Figure II-28 présente les résultats obtenus par Olson and Daniel (1979), où pour des conditions d'essais spécifiques (basé sur la méthode des profils instantanés, qui est une méthode qui mesure K en régime transitoire dans un échantillon non saturé), la perméabilité est tracée en fonction du degré de saturation. La description de l'essai et de l'appareillage est détaillée par Daniel (1983). Le logarithme de la perméabilité tend à croître plus rapidement avec S_r pour des faibles degrés de saturation. Il est possible que l'échantillon étant en saturation, les pores les plus larges s'emplissent en premier, ce qui correspond à la première portion de la courbe. Au-delà de cette phase initiale, la relation entre K et S_r varie.

En résumé, la perméabilité est fonction du degré de saturation. La forme exacte de la relation ne peut être généralisée, et peut varier en magnitude selon la structure interne du sol. Il est intéressant ici de noter que Lambe (1954) juge que « l'importance de l'effet de la saturation sur K est relativement faible en comparaison avec la composition, la structure et l'indice des vides ».

Cette remarque peut être faite sur les résultats de Mitchell et al. (1965) qui couvrent une gamme de saturation allant de 0,6 à 1,0, mais ne peut être retenue pour les résultats obtenus par Olsen et Daniel qui couvrent une gamme plus large (0,2-1,0). Mitchell et al. (1965) ont rapporté que les conditions d'un régime permanent sont très difficiles à obtenir pour des niveaux de saturation inférieurs à 80%.

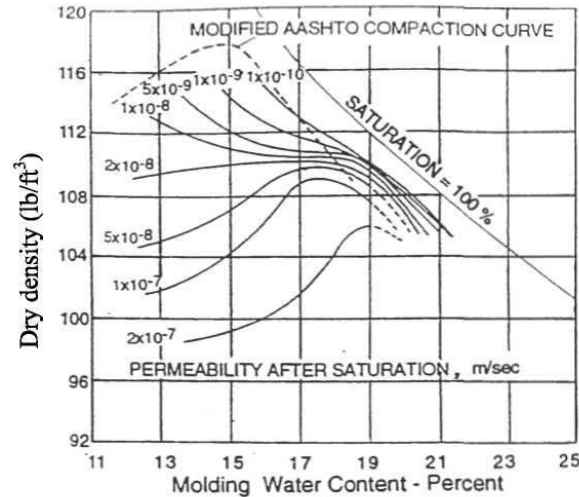


Figure II-26. Lignes d'égales perméabilités pour une argile limoneuse compactée (Mitchell, 1965).

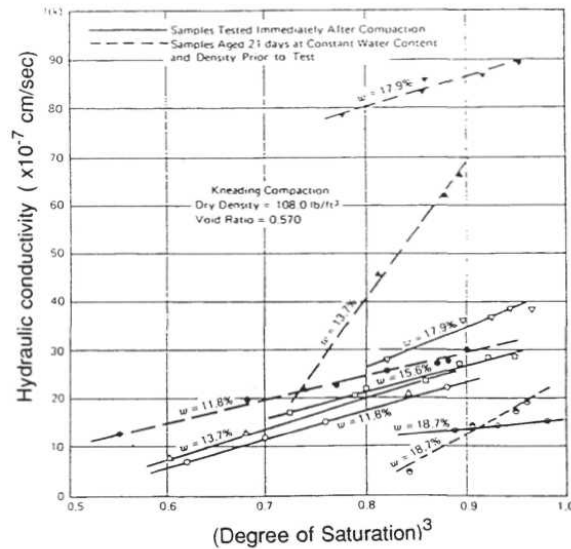


Figure II-27. Effet du degré de saturation sur la perméabilité d'une argile limoneuse compactée (Mitchell et al, 1965).

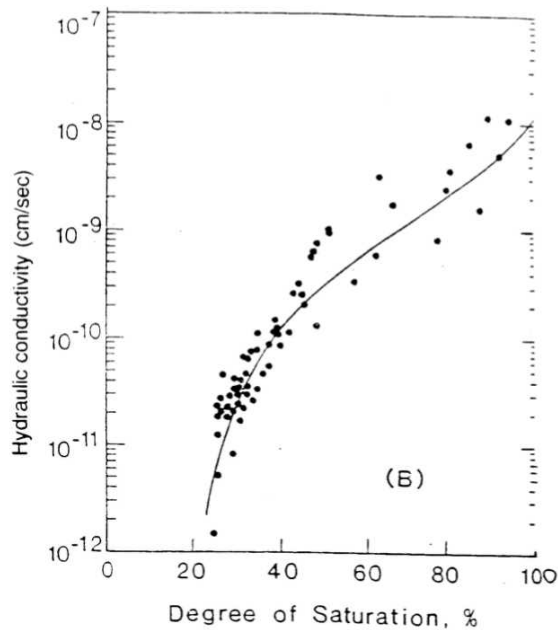


Figure II-28. La perméabilité en fonction du degré de saturation pour une argile compactée (Olson and Daniel, 1979).

3.2.2.6 Présence de fissures et discontinuités, et rôle de la pression de confinement

Ce problème est généralement associé aux conditions in situ où les fissures dues à la dessiccation tendent à apparaître quand les barrières d'argile fraîchement construite sont exposées à l'atmosphère pendant un certain temps. Dans l'argile naturelle, les discontinuités peuvent aussi être présentes à cause de la dessiccation ou de la présence de racines, etc.

Ces discontinuités favorisent l'apparition de chemins d'écoulement préférentiels car elles sont habituellement de plus grandes ouvertures que les pores et sont moins tortueuses. (Starr et Cherry, 1990) ont montré que de très petites imperfections dans l'argile affectent beaucoup sa perméabilité. Deux méthodes sont habituellement utilisées pour minimiser l'apparition de fissures in situ. La première est l'arrosage périodique à l'eau et la seconde est de couvrir la couche d'argile par une couche de sol protectrice.

Afin d'évaluer l'augmentation de la perméabilité de l'argile compactée causée par la fissuration due à la dessiccation, Boyton (1983) a réalisé des essais sur des échantillons compactés à différentes teneurs en eau, et exposés à l'air libre pendant 1 ou 3 jours. La Figure II-29 montre les résultats des essais de perméabilité réalisés sur ces échantillons.

L'augmentation après 1 jour est minimale dans certains cas, et pour l'échantillon compacté à la plus forte teneur en eau, une légère diminution de k a été mesurée. Les chercheurs attribuent ce fait à la pression de confinement effective relativement élevée utilisée durant l'essai.

Ainsi, il apparaît que la pression de confinement effective joue un rôle dans la fermeture des fissures. Pour expliquer cela, Boyton (1983) a préparé des échantillons d'argile compactée, qu'il a exposé à l'air libre pendant 3 jours, et a ensuite testé leur perméabilité en y appliquant différent niveau de confinement. Les résultats, présentés sur la Figure II-30, ont confirmé l'effet du confinement sur la perméabilité.

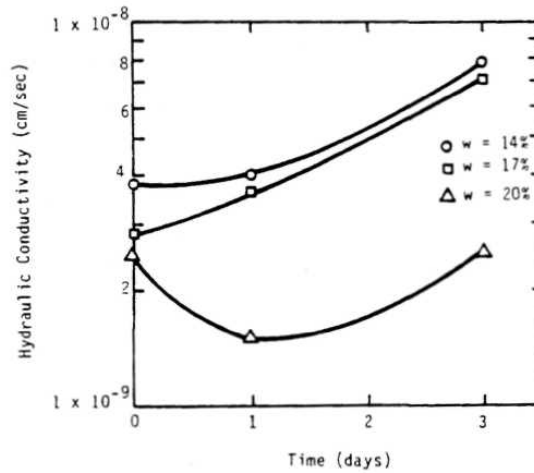


Figure II-29. La perméabilité d'une argile réfractaire en fonction du temps de dessiccation (Boynton, 1983).

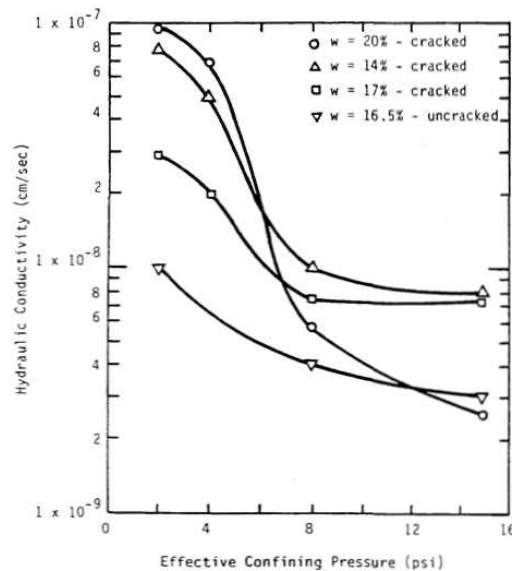


Figure II-30. Effet de la pression de confinement sur la perméabilité d'échantillon d'argile réfractaire après dessiccation (Boynton, 1983).

3.2.2.7 La température

La température influe beaucoup sur la densité et la viscosité de l'eau mais aussi sur la rétention de l'eau. C'est pourquoi on calcule toujours la valeur de la perméabilité pour une température de référence (en général prise à 20°C) pour tenir compte du changement de viscosité dû aux variations de température. Plus la valeur de la viscosité est élevée, plus le débit est faible.

La viscosité dynamique de l'eau à 20°C est égale à 1,00 MPa.s. D'une manière générale on a :

$$v_{20^\circ} = v_T \cdot b \quad \text{ou} \quad k_{20^\circ} = k_T \cdot b \quad [\text{II} - 07]$$

Où v_{20° et v_T sont respectivement les vitesses de percolation surfacique à 20°C et à la température T (°C) et, k_{20° et k_T les perméabilités à 20°C et à la température T (°C), b étant un coefficient calculé à partir des valeurs de viscosité de l'eau à 20°C et à la température T (°C) tel que :

$$b = \frac{\eta_T}{\eta_{20^\circ}} \quad [\text{II} - 08]$$

Où η_{20° et η_T sont les viscosités dynamiques à 20°C et à la température T .

Les valeurs de b en fonction de la température sont données Figure II-31 (valeur à la pression atmosphérique).

On peut utiliser une expression approchée de la loi de variation $\eta(T)$ sous la forme suivante :

$$b = \exp [2,44 \cdot 10^{-2}(20 - T) + 1,8 \cdot 10^{-4}(20 - T)^2 + 2,5 \cdot 10^{-6}(20 - T)^3] \quad [\text{II} - 09]$$

Où T est la température de l'eau ($^\circ\text{C}$) dans la zone d'écoulement de l'eau.

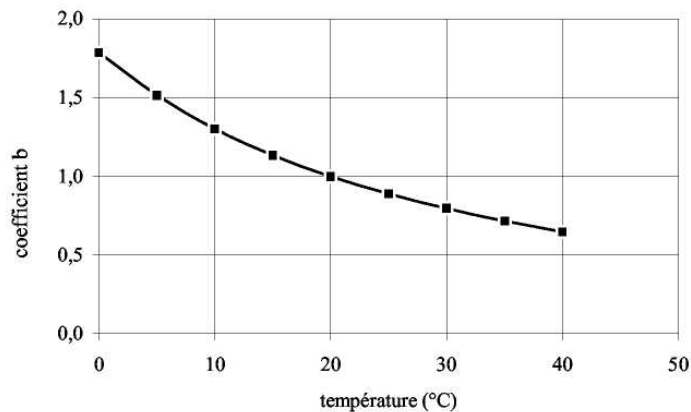


Figure II-31. Variation du coefficient b par rapport à la température à la pression atmosphérique (Jaynes, 1990).

3.2.2.8 Dessiccation humidification

Les alternances de dessiccation et d'humidification provoquent dans la masse de sol des tensions qui fissurent le sol en tous sens et de plus en plus finement. Lorsque le sol humide se dessèche, l'eau s'évapore et les colloïdes se contractent créant dans la matrice soit des fissures apparentes, soit des zones de moindre résistance : le sol se délite, se brise facilement. C'est l'effet de retrait qui est généralement progressif. La fragmentation se fait d'abord en gros blocs puis en agrégats moyens puis enfin en assemblages de plus en plus fins qui vont constituer la nouvelle matrice. En profondeur, la dessiccation estivale des sols argileux fait apparaître une fissuration verticale, leur donnant une structure prismatique ou colonnaire. En surface, les sols à dominante limoneuse présentent plutôt une structure feuilletée de type schisteux.

Plusieurs auteurs ont étudié ces influences (Daniel et Benson, 1990, Daniel et Wu, 1993, Albrecht, 1996). Albrecht (1996) a montré, dans des zones à climat très sec, que des sols argileux saturés à fort indice de plasticité, mais initialement compactés plus sec que l'optimum ou avec des efforts de compactage plus importants, ont tendance à présenter un retrait moindre au cours de la dessiccation sous faible contrainte comme c'est le cas en couverture des CSD.

Les résultats obtenus sont présentés en terme de rapport de perméabilité R_k (rapport entre k_s après dessiccation et k_s initiale) en fonction de la différence de teneur en eau de compactage par rapport à l'optimum Proctor ($w_c - w_{OPN}$) (Figure II-32).

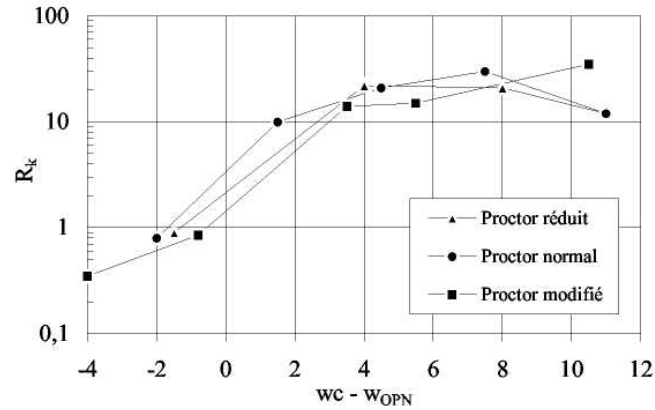


Figure II-32. Rapport d'évolution de la perméabilité en fonction de la différence entre la teneur en eau de compactage et la teneur en eau à l'optimum avec une énergie faible, modérée et forte ; résultats obtenus sur une argile d'indice de plasticité 35 (d'après Albrecht, 1996).

Daniel et Wu (1993) ont montré que des échantillons compactés à des teneurs en eau élevées et soumis à des périodes de dessiccation intenses peuvent présenter un retrait très important (Figure II-33). Dans ce contexte de sécheresse prolongée, la densité de compactage doit être, en général, supérieure à 95% de l'optimum, afin de satisfaire au critère de perméabilité et de résistance mécanique. Ils proposent ainsi un nouveau paramètre pour la définition des domaines acceptables de compactage : il s'agit de la capacité de retrait (Figure II-34).

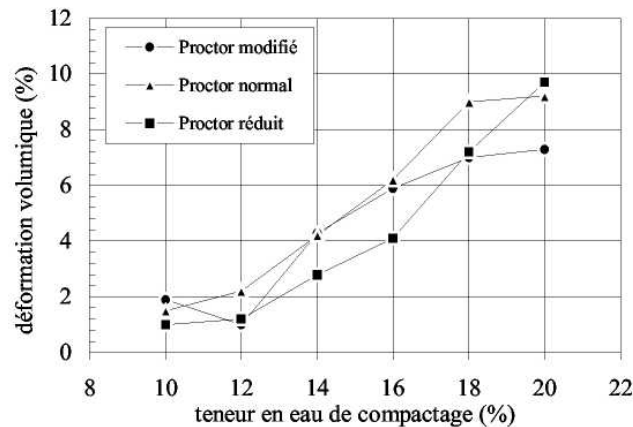


Figure II-33. Déformations volumiques de dessiccation en fonction de la teneur en eau de compactage (d'après Daniel et Wu, 1993).

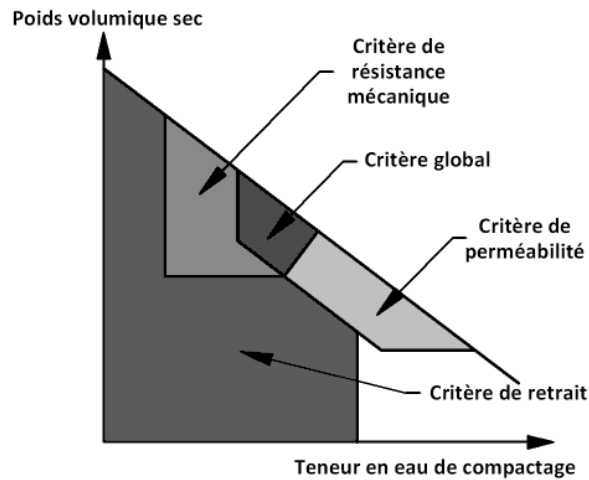


Figure II-34. Définition des domaines acceptables permettant l'obtention du seuil de perméabilité requis en fonction des domaines de chacun des paramètres (d'après Daniel et Wu, 1993).

3.2.2.9 Cycles gel dégel

L'effet des grandes fluctuations de température, ainsi que des cycles gel-dégel, est de favoriser la formation de microfissures et l'augmentation de la perméabilité des sols de 1 à 3 puissances de 10 dans certains cas. Kim et Daniel (1992) ont réalisé un programme expérimental en laboratoire sur des échantillons d'argile compactée, qui ont subi des cycles successifs de gel/dégel (à teneur en eau constante). Ils établirent que la perméabilité augmente pour tous les échantillons après 5 cycles. Les sols compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum atteignirent après 5 cycles une perméabilité de 2-6 fois celle d'avant le premier gel. Pour les sols compactés à une teneur en eau plus grande que l'optimum la perméabilité a augmenté de 100 fois. Ces résultats sont illustrés sur la Figure II-35. (Kim et Daniel) ont également remarqué que, comme dans le cas des fissures et des discontinuités, la pression de confinement joue un rôle important. En effet, les échantillons testés avec des confinements importants résistent mieux aux effets nuisibles des cycles gel-dégel.

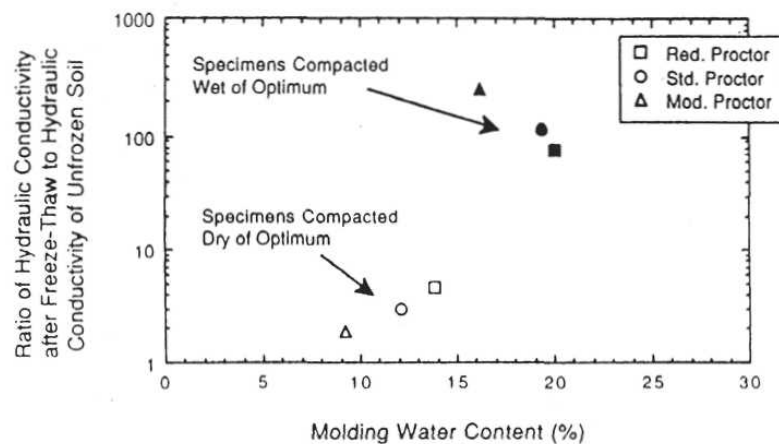


Figure II-35. Effet du gel-dégel sur la perméabilité d'une argile compactée à une teneur en eau plus grande et plus petite que l'optimum Proctor (d'après Kim et Daniel, 1992).

3.2.2.10 Déformation d'origine mécanique

Il existe des situations où la barrière d'étanchéité est soumise à des tensions, des flexions ou des

cisaillements (Cheng et al. 1994). Il a été démontré que ces flexions peuvent entraîner des modifications de la perméabilité des sols recompressés ou éventuellement de sols naturels soumis à des tassements différentiels importants. Dans ces conditions, la perméabilité est affectée par la création d'un réseau de fissures d'origine mécanique qui imposent des chemins préférentiels à l'écoulement (Figure II-36).

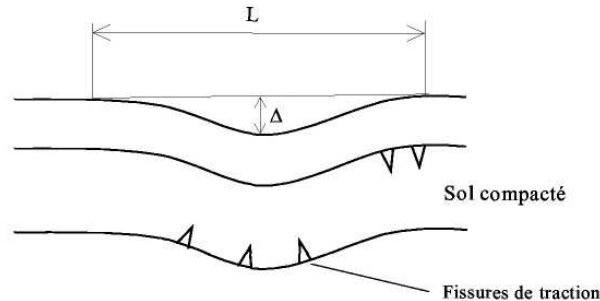


Figure II-36. Déformations induites par une flexure ou élongation des couches de sol sous tassement différentiel (d'après Cheng and al, 1994).

3.2.2.11 Activité microbienne et biologique

Des longues périodes de submersions, durant les essais de perméabilité, peut résulter une réduction de la vitesse d'écoulement due à l'activité microbienne. Cela résulte de l'obturation des pores. Les micro-organismes utilisent les éléments nutritifs et les sources d'énergie qui existent dans le sol et l'eau des pores, et excrètent des produits métaboliques qui altèrent la configuration des pores. Les facteurs biologiques qui font décroître la perméabilité sont : l'accumulation des produits métabolique dans les pores, causant leur obturation; la production de gaz dans certains cas ; modification du pH et de la chimie de l'eau, ce qui peut affecter la structure des pores.

Les êtres vivants granulent le sol en le divisant et en le cimentant par les matières organiques qu'ils produisent (Soltner, 1983). Parmi les animaux, les vers de terre jouent un rôle important ; leurs galeries, qui cheminent dans tous les sens, accélèrent les flux et en même temps l'aération. Les micro-organismes, quant à eux, contribuent également à la granulation des couches de surface du sol. Les racines, qui sont inévitables, fragmentent les sols quelle que soit leur résistance mécanique en s'introduisant dans les moindres fissures qu'elles agrandissent. Pendant toute leur durée de vie, les racines n'ont pas d'effet particulièrement négatif sur la perméabilité des sols. En revanche, lorsqu'elles meurent, elles laissent des conduits tubulaires, généralement remplis d'humus, qui constituent des chemins de circulation privilégiés.

3.2.3 Conclusion

Un grand nombre de paramètres affectent la perméabilité des sols en général, et des argiles compactées en particulier. En outre, la compréhension de la structure interne des sols et des différents facteurs les affectant, nous permet d'anticiper comment la perméabilité va varier en fonction de la variation de l'un des paramètres.

3.3 METHODES DE MESURE DE LA PERMEABILITE

Les différentes méthodes de mesure de la perméabilité sont classées selon le domaine de saturation : méthode de mesure de la perméabilité saturée et de la perméabilité non saturée.

3.3.1 Méthodes de mesure de la perméabilité saturée

3.3.1.1 Mesure en régime permanent**3.3.1.1.1 Essai à charge constante**

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy.

Cette méthode de mesure peut appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essai assez importants (K.Lachgueur, 2006).

3.3.1.1.2 Essai à charge variable

Cette méthode de mesure est généralement employée pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ($<10^{-7} \text{ ms}^{-1}$). Le sol à étudier est placé dans le perméamètre (Figure II-37). Le mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende de niveau h_1 au niveau h_2 . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de darcy pour chaque intervalle élémentaire de temps ($t, t+dt$).

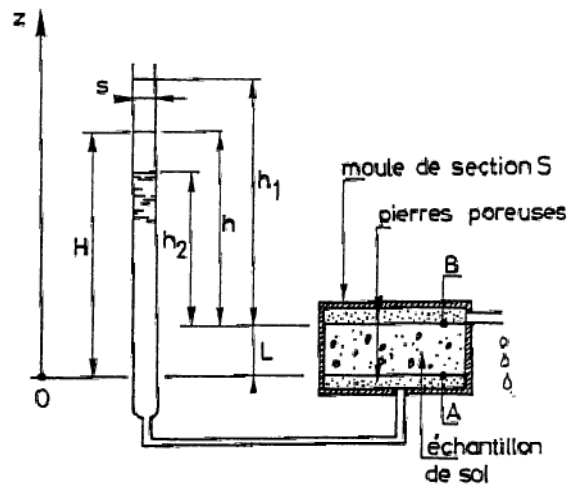


Figure II-37. Perméamètre à charge variable (J.Léreau, 2006).

Avec :

S : section de l'échantillon ;

L : hauteur de l'échantillon ;

s : section du tube où s'effectuent les lectures ;

h_i : charge hydraulique à l'instant t_i .

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$k = 2,3 \frac{s}{S} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad [\text{II} - 10]$$

On remarque que pour avoir une bonne précision, il faut avoir un tube de petite section mais dans lequel les effets capillaires doivent rester négligeables.

3.3.1.1.3 Mesure de la perméabilité dans l'œdomètre

Le principe de l'appareillage est reproduit sur la Figure II-38. Un échantillon de sols est placé dans une enceinte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston d'applique sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

A chaque étape de chargement, les résultats expérimentaux de l'essai de compressibilité nous permettent également de calculer la perméabilité de façon indirecte à partir de la courbe de consolidation $\Delta h - \log t$. En effet, ayant déterminé d'une part la valeur de coefficient de consolidation c_v et d'autre part le module œdométrique E_{oedo} , la perméabilité k s'exprime suivant :

$$k = \frac{c_v \gamma_w}{E_{oedo}} \quad [\text{II} - 11]$$

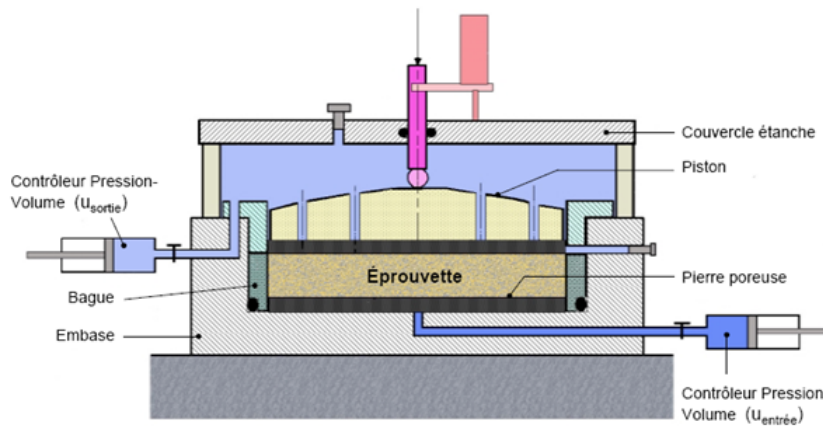


Figure II-38. Cellule œdométrique spécifique pour mesures de perméabilité à gradient de charge constant (L.BERTRAND, 2002).

3.3.1.2 Mesures en régime non permanent

3.3.1.2.1 Essai de choc impulsionnel dit *pulse test*

Les pulse tests sont une variante récente des essais à charge variable. Ils ont été développés initialement dans le domaine pétrolier pour le contrôle des roches de faibles perméabilités ($k < 1.10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$) dans un souci de diminuer notablement les temps d'essais. Ils peuvent être conduits par pressurisation ou dépressurisation du volume d'eau en fonction de la position de la nappe par rapport à la cavité de mesure.

La méthode consiste à enregistrer la variation dans le temps de la charge hydraulique dans une chambre fermée réalisée dans le terrain, après application d'un choc impulsionnel (application instantanée d'une charge hydraulique dans le tube de mesure rempli d'un volume d'eau connu). La variation de la pression à volume constant est suivie par un capteur de pression relié à une centrale d'acquisition et situé en tête du tube de mesure ou au niveau de la cavité.

Cet essai permet de gagner un temps important par rapport à l'essai conventionnel à charge variable. En effet, un essai de plusieurs jours voire de plusieurs semaines à charge variable peut avec la technique du pulse-test être réalisé en quelques heures. Cependant, cet essai présente deux inconvénients :

- Problème de la connaissance de la charge à l'équilibre avant essai ;

- Problème de l'appréciation du coefficient de compressibilité du système.

Les résultats présentés dans la littérature montrent que les chocs impulsionsnels peuvent fournir une bonne approximation des propriétés hydraulique des formations de faible perméabilité.

3.3.1.2.2 Essai harmonique

Cette méthode a été développée par Jouanna (1981), Kranz et al. (1990) et ficher (1993). Le principe consiste à relier les extrémités d'un échantillon de sol à deux réservoirs de liquide, à l'instant t , on crée une onde de pression sinusoïdale dans le réservoir supérieur de l'échantillon.

Cette onde se propage à travers l'échantillon, s'atténue et donne lieu à une onde déphasée par rapport au signal initial. La mesure dans le réservoir inférieur du rapport des amplitudes et de déphasage de deux ondes permet la détermination de la perméabilité k (K.Lachgueur, 2006).

3.3.2 Méthodes de mesure de la perméabilité non saturée

Plusieurs méthodes ont été développées pour la détermination de la perméabilité hydraulique des sols non saturés (Delage, 1993). En général, elles sont basées sur la connaissance du gradient hydraulique et de la vitesse de l'écoulement dans l'échantillon. La loi de Darcy est alors la base théorique pour le calcul de la perméabilité. Le gradient hydraulique est soit imposé dans l'échantillon, soit mesuré au cours des essais à l'aide de tensiomètres ou psychromètres. Les méthodes les plus fréquemment utilisées sont résumées ci-après.

3.3.2.1 Mesure en régime permanent

La méthode du régime permanent est similaire à un essai de perméabilité classique à charge constante. On impose un gradient de pression d'eau constant dans un échantillon, on mesure le débit d'eau lorsque le régime stationnaire est atteint et on déduit le coefficient de perméabilité par la loi de Darcy. Mais ici, une succion constante est imposée à l'échantillon à l'aide du principe de la translation d'axe (méthode de surpression d'air). La Figure II-39 ci-dessous schématise le principe de cette méthode (Delage, 1993).

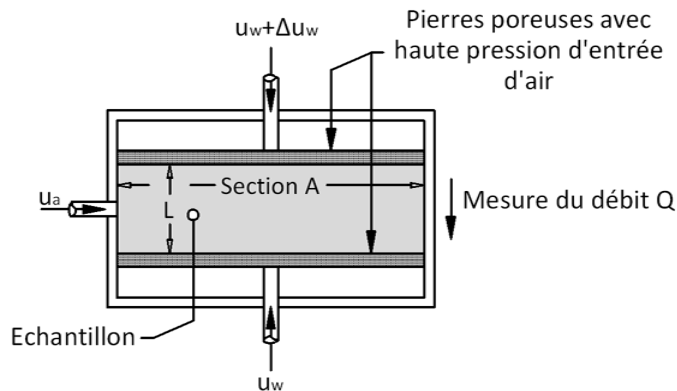


Figure II-39. Méthode du régime permanent (Xiang-Ling LI, 1999).

Une pression d'air u_a est appliquée entre deux pierres poreuses à haute pression d'entrée d'air. Ainsi, on impose une valeur moyenne de la succion s_m dans l'échantillon (Fredlund, 1993) :

$$s_m = u_a - u_{w,m} = u_a - \left[\frac{u_w + (u_w + \Delta u_w)}{2} \right] = u_a - u_w - \frac{\Delta u_w}{2} \quad [\text{II} - 12]$$

Où $u_{w,m}$ représente la valeur moyenne de la pression d'eau.

Les essais peuvent être répétés en appliquant différents niveaux de succion. Ainsi, on peut déterminer l'évolution de la perméabilité en fonction de la succion.

En général, les résultats obtenus sont relativement précis. Cependant, du fait que la perméabilité des sols non saturés est relativement basse, surtout dans la gamme des hautes succions, la vitesse d'écoulement est extrêmement lente. En conséquence, la durée d'un tel essai est souvent assez longue. La deuxième difficulté est de maintenir un bon contact entre l'échantillon et les pierres poreuses afin d'assurer la continuité de l'écoulement d'eau. En effet, le volume du sol peut diminuer lorsqu'on applique une succion élevée (Fredlund 1993).

3.3.2.2 Mesure en régime non permanent

3.3.3 Méthode des profils instantanés

Cette méthode est basée sur des mesures en régime transitoire (Delage, 1993). Elle consiste à imposer un drainage ou un remouillage à une des extrémités d'une colonne verticale de sol et à mesurer, par tensiomètre (basse succion) ou psychromètre (haute succion), l'évolution de la succion en différents points en fonction du temps.

Les variations de la teneur en eau volumique dans l'échantillon peuvent être obtenues de deux manières : par déduction de la courbe de rétention d'eau à partir des mesures de la succion ou par gammamétrie (Vicol, 1990). On obtient ainsi deux profils illustrés à la Figure II-40. Le profil de succion fournit le gradient hydraulique dans l'échantillon tandis que le profil de teneur en eau volumique sert à calculer le débit en chaque point en fonction du temps. Ces deux calculs, réalisés en différents points et à différents moments, permettent de déduire l'évolution du coefficient de perméabilité en fonction de la succion ou de la teneur en eau volumique.

Puisque le tensiomètre ou le psychromètre sont utilisés dans cette méthode, il faut contrôler les fluctuations de la température.

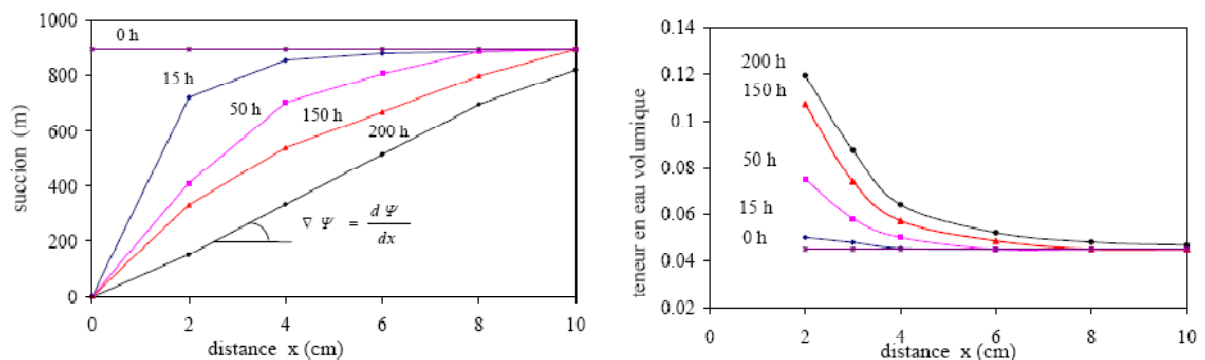


Figure II-40. Profils typiques de la succion et de la teneur en eau volumique pendant le mouillage (Xiang-Ling LI, 1999).

3.3.4 Méthodes indirectes

Les mesures directes de perméabilité hydraulique des sols non saturés sont souvent difficiles à réaliser. Plusieurs méthodes indirectes ont été développées au cours de la dernière décennie.

Delage a fait la synthèse d'une technique initialement développée par Gardner en 1956 (Delage, 1993). Cette technique consiste à résoudre analytiquement l'équation générale des transferts d'eau (l'équation de Richards) dans le cadre d'essais avec l'appareil de Richards décrit au paragraphe

(§3.2.2.2). Lorsqu'on applique une succion supplémentaire, en augmentant la pression d'air, une certaine quantité d'eau sort de l'échantillon par drainage. Les variations des quantités d'eau au cours du temps dépendent de la diffusivité $D(\theta)$ du sol, définie dans la solution simplifiée de l'équation de Richards par $D(\theta) = k(\theta) \frac{\partial s}{\partial \theta}$ où θ est la teneur en eau volumique et s est la succion totale.

Ainsi, en utilisant la courbe de rétention d'eau de l'échantillon, on peut évaluer le coefficient de perméabilité. Vicol (1990) a fait une comparaison entre la résolution avec et sans prise en compte de l'impédance de la pierre poreuse. Il montre que la résolution sans prise en compte de cette impédance donne des résultats raisonnables pour des sols comme des sables fins tandis que pour des argiles, l'impédance doit être prise en compte.

Une deuxième méthode consiste à déduire le coefficient de perméabilité directement à partir de la courbe de rétention d'eau obtenue avec l'appareil de Richards. La procédure complète est présentée par Fredlund (1993).

3.4 DIFFERENTES FORMULATIONS POUR LE COEFFICIENT DE PERMEABILITE

La connaissance de la dépendance du coefficient de perméabilité de sol vis-à-vis de sa teneur en eau volumique (θ) et de sa succion (s) est nécessaire de façon à pouvoir résoudre les équations de transfert. Les données nécessaires pour représenter les propriétés hydrauliques et leur variation spatio-temporelle dans un site quelconque sont nombreuses et il est difficile voire impossible de les acquérir toutes expérimentalement. De ce fait on a intérêt d'utiliser soit des relations empiriques, soit des modèles macroscopiques et statistiques décrivant la variation de la perméabilité à l'eau avec la succion ou la teneur en eau. On présente dans le Tableau II-4 les différentes fonctions proposées par plusieurs auteurs :

Tableau II-4. Expressions mathématiques du coefficient de perméabilité (Cui, 1996)

Equations	Paramètres	Auteur concerné
$k(s) = k_s \exp^{\frac{as}{b+s^m}}$ $k(s) = \frac{k_s}{(b+s^m)}$ $k(s) = \frac{k_s}{\left(1 + \frac{s}{s_m}\right)}$	α : constante, dépend de la nature du sol ; a, b et m : constantes empiriques ; s_m : succion matricielle pour laquelle $k=0.5 k_s$.	Gardner (1958) Gardner (1970)
$k(\theta) = k_s \cdot \sqrt{\theta} \left[1 - (1 - \theta^{\frac{1}{m}})^m \right]^2$ avec $\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	m : est une constante empirique	Van Genuchten & Mualem (1980)
$k(\theta) = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^\beta$	β : paramètre d'ajustement	Campbell & Brooks & Corey (1980)
$k_w = k_s [(S - S_r)/(1 - S_r)]^3$ $k_w = k_s [(S - S_r)/(1 - S_r)]^4$	S : degré de saturation S_r : degré de saturation résiduelle	Irmay (1954) Corey (1957)
$k_w = k_s [1 - n(1 - S_r)]$	n : porosité	Scott (1963)
$k_w = k_s (S_r)^n$	n : constant	Brutsaert (1968)
$k_w = k_s (S_e)^n [1 - (1 - S_e^{\frac{1}{m}})^m]^2$	n, m : des constants S_e : degré de saturation effective	Nielsen et al (1986)
Où : s est la succion, θ_s est la teneur en eau dans les conditions saturées et θ_r est la teneur en eau résiduelle, k_s est la perméabilité dans les conditions saturées.		

4 CONCLUSION

L'influence de la minéralogie des sols argileux, les interactions physico-chimiques entre les particules argileuse ainsi que leur modes d'arrangement (microstructure) sur leur comportement à était mise en évidence dans ce chapitre. Ces éléments peuvent aider à comprendre plusieurs aspects de comportement des sols non saturés, notamment les divers aspects de comportement hydromécanique comme l'effondrement ou le gonflement.

La mesure et le contrôle de la succion dans les sols s'appuient sur diversers techniques, plus ou moins directes et sont de façon générale assez délicates, ce qui explique un certain retard dans l'acquisition de résultats expérimentaux relatifs aux sols non saturés, tant sur les aspects concernant le transfert de fluides (eau et air), que le comportement mécanique.

Un grand nombre de paramètres affectant la perméabilité des sols en général et de argiles compactées en particulier a été présenté. En outre, la compréhension de la structure interne des sols et des différents facteurs les affectant, nous permet d'anticiper comment la perméabilité va varier en fonction de l'un des paramètres.

Nous avons exposé les différentes méthodes de mesure au laboratoire de la perméabilité des milieux saturés et non saturés, ces méthodes de mesure se regroupent en deux familles : méthodes de mesure en régime permanent et en régime non permanent.

Finalement, une bonne maîtrise des conditions initiales et aux limites appliquées au système d'écoulement est indispensable pour une meilleure analyse et une bonne reproductibilité des résultats d'essais de perméabilité.

CHAPITRE III

ÉTUDE EXPERIMENTALE SUR LA MARNE DE -SAF SAF-

1 INTRODUCTION :

Ce chapitre regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur le matériau de la barrière étanche au niveau du centre de stockage des déchets du grand groupement de Tlemcen.

Ces essais sont organisés selon trois axes principaux : la caractérisation physico-chimique, l'étude du comportement mécanique, le comportement du matériau sur chemins de drainage-humidification à différents états initiaux et les mesure de perméabilité.

L'interprétation de ces résultats obtenus permet de modéliser le vrai comportement de la barrière étanche dans les domaines saturé et non-saturé.

2 LOCALISATION DU SITE :

Le Centre de Stockage des Déchets du grand groupement de Tlemcen se situe sur le tiers médian du versant oriental du "Djebel El Hadid" avec une altitude de 620 mètres dans la partie supérieure du dit versant et de 590 mètres dans sa partie inférieure.

D'une manière générale, le centre est situé à l'est du chef lieu de wilaya à une distance de 07 kilomètres sur la route RN2 menant vers Bensekrane, aux coordonnées suivantes : X : 138.200/Y : 188.200/Z : 640 mètres.



Figure III-1. Situation géographique de CSD Saf-Saf.

Les matériaux pour la construction de la barrière étanche du CSD proviennent essentiellement de la zone d'emprunt dit "Carrière El Guettera" qui se trouve à environ 04 kilomètres du CSD Saf-Saf.

3 IDENTIFICATION DU MATERIAU D'ETUDE :

3.1 PARAMETRES D'IDENTIFICATION PHYSICO-CHIMIQUE

Les essais d'identification du matériau étudié ont donné une limite de liquidité de l'ordre de 51% et une limite de plasticité de 22%, ce qui donne un indice de plasticité de 30%.

Les résultats d'identification du matériau étudié sont rapportés dans le tableau III-1.

Tableau III-1. Identification physico-chimique du matériau étudié.

Identification physique		Marne de Saf	Norme
		Saf	
Granulométrie			NF P 94-041
Gravier	(%)	1	
Sable	(%)	45	
limon	(%)	24	
Argile	(%<2 μ m)	30	
	(%<80 μ m)	93.3	NF P 94-057
d ₁₀	(μ m)	~0.001	
d ₆₀	(μ m)	0.0235	
d ₆₀ /d ₁₀		0.04	
Limite d'Atterberg			NF P 94-051
Liquidité ω_L	(%)	51	
Plasticité ω_p	(%)	22	
Indice de plasticité I _p	(%)	29	
Densité des grains solides (γ_s / γ^w)		2.600	NF P 94-054
Identification chimique			
Valeur de bleu VB		5	NF P 94-068
Surface spécifique totale	(m ² /g)	110	
Teneur en CaCO ₃	(%)	28.3	NF P 94-048
Teneur en matière organique	(%)	3.05	NF P 94-055
Identification mécanique			
Proctor normal			
γ_d / γ_w		1.583	NF P 94-093
W _{opt}	(%)	14	
Cisaillement direct			
Cohésion C	kPa	244	NF P 94-071-1
Angle de frottement φ	°	16	

La Figure III-2 donne la courbe granulométrique du matériau, qui est composé de plus de 93% d'éléments fins ($D < 80 \mu\text{m}$).

Avec un indice de plasticité de l'ordre de 30% avec plus de 93% de passant à 80 μm et une teneur en CaCO₃ qui vaut 28.3%, on peut classer notre sol comme une argile marneuse très plastique d'une couleur jaune à verdâtre (classification USCS/LCPC des sols).

La masse volumique des grains solides de cette argile ρ_s est de 2600 Kg/m³.

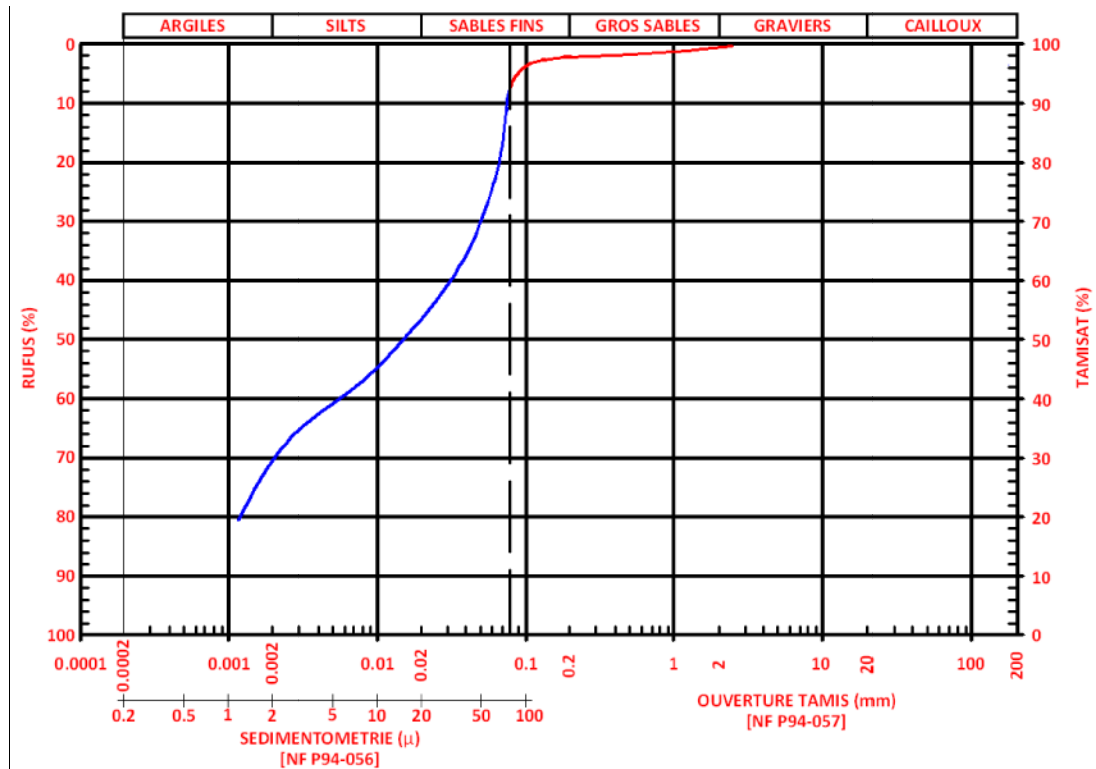


Figure III-2. Courbe granulométrique de matériau étudié.

3.2 COURBE DE COMPACTAGE

Un essai Proctor normal a été réalisé sur cette argile au laboratoire EOLE. Une masse volumique sèche maximale de 1583 Kg/m^3 a été trouvée à la teneur en eau optimale $w_{\text{opt}}=14\%$ (Figure III-3).

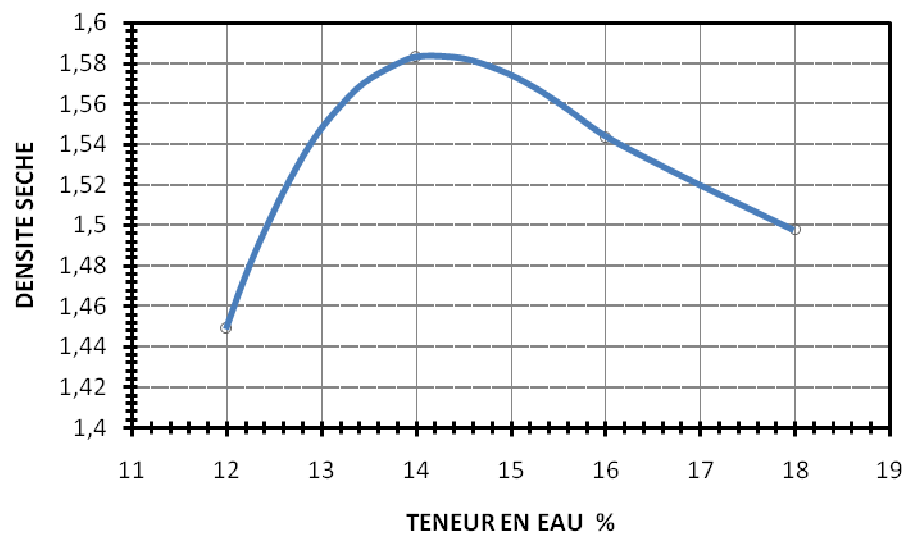


Figure III-3. Courbe de compactage OPN du matériau étudié.

4 CARACTERISTIQUES MECANQUES DU MATERIAU.

4.1 CONSOLIDATION A L'OEDOMETRE [ESSAI OEDOMETRIQUE]

Des essais de chargement-déchargement à l'oedomètre classique ont été réalisées sur le matériau étudié à partir d'une pâte d'une teneur en eau initiale égale à 1.5 fois sa limite de liquidité, puis à partir des matériaux compactés préparés initialement à l'Optimum Proctor Normal OPN, OPN-2

% et OPN+2%, selon la norme AFNOR XP P94.091.1.

Les courbes de compressibilité oedométrique qui proviennent du report de l'indice des vides final après chaque palier de chargement en fonction de la contrainte effective verticale sont représentées sur la Figure III-4. Les coefficients de compressibilité C_c et de gonflement C_s du matériau préparé sous forme de pâte, sont respectivement 0,365 et 0,103.

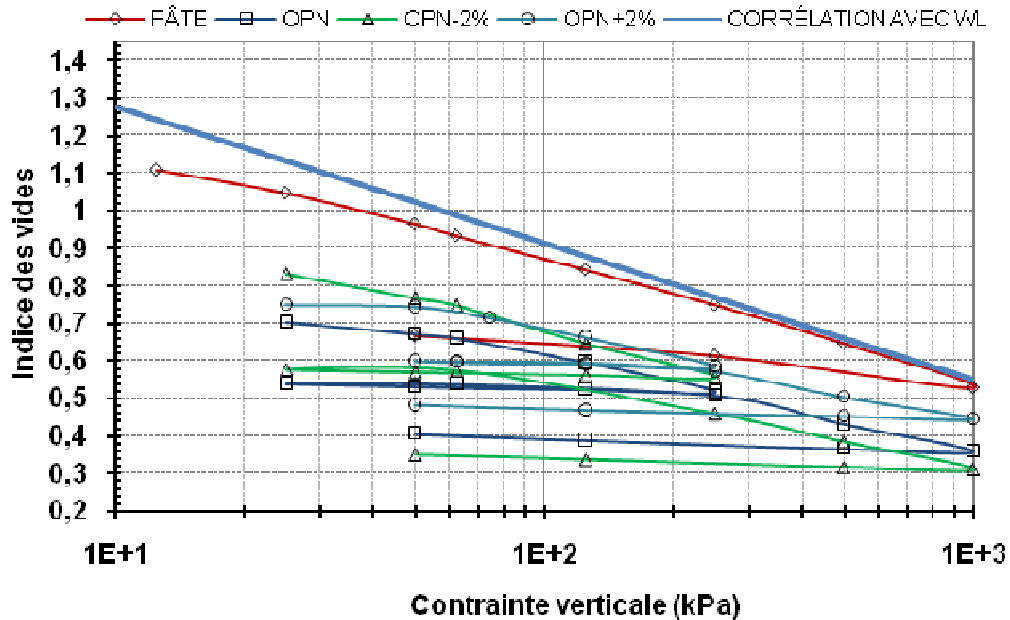


Figure III-4. Chemins oedométriques du matériau étudié.

Nous avons superposé aux résultats dans le plan (e , $\log \sigma$) la droite de corrélation dite de compression oedométrique qui selon Biarez&Favre, 1975 ; passe par les points suivants :

$w=w_l$ ou $e=G_s.w_l$ pour $\sigma_v=7$ KPa.

$w=w_p$ ou $e=G_s.w_p$ pour $\sigma_v=1000$ KPa.

G_s est la densité des grains solides.

4.2 COURBE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT [ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT]

Des essais de cisaillement direct ont été effectués pour déterminer les caractéristiques de résistance du sol étudié. Ils ont été réalisés sur un matériau compacté préparé initialement à l'Optimum Proctor Normal OPN, selon la norme AFNOR XP P94.071.1. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure III.5.

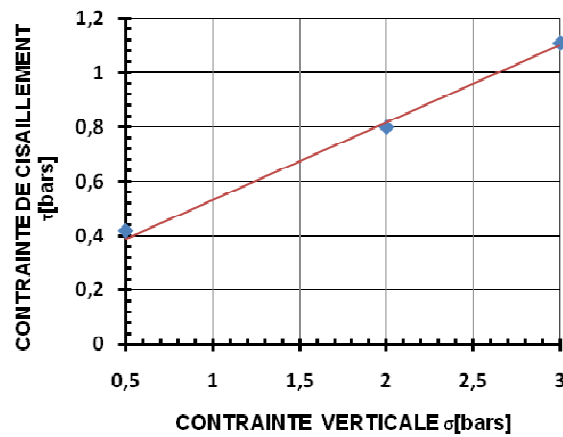


Figure III-5. Courbe de résistance au cisaillement.

5 COMPORTEMENT HYDRIQUE DU MATERIAU

5.1 INTRODUCTION

La courbe de drainage-humidification du matériau a été déterminée en imposant des suctions allant de 50kPa à 1.5MPa par la méthode osmotique et de 4.23MPa à 342.64MPa par la méthode des solutions salines.

Les essais réalisés dans cette partie sont effectués sur les matériaux préparés aux différents états initiaux afin de déterminer l'influence des caractéristiques initiales du sol sur la courbe de séchage/humidification.

5.2 RECONSTITUTION DES EPROUVETTES COMPACTEES AUX CONDITIONS PROCTOR PAR COMPACTAGE STATIQUE AVEC MESURE DE LA SUCCION CORRESPONDANTE

Les suctions totale et matricielle des éprouvettes compactées ont été mesurées à l'aide de la technique du papier filtre (ASTM D 5298-94, 1995). Une éprouvette de matériau de 2 cm de hauteur a été compactée en deux couches, trois papiers filtres étant insérés entre les deux couches.

L'ensemble a ensuite été placé dans un récipient hermétique pour une durée de 15 jours. Un autre papier filtre a été introduit dans le récipient sans contact avec le sol pour mesurer la succion totale.

La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau du papier filtre (Figure III-6) permet d'accéder à la pression interstitielle négative du papier filtre et donc du sol.

Les valeurs de suctions mesurées sont déduites à partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre (Amraoui 1996, cité par Belhachemi, 2005) exprimée par la relation suivante :

$$\text{Log } u_c = 5.3344 - 0.0882 * w_f \quad \text{si } w_f < 39.8\% \quad \text{Avec } w_f: \text{ teneur en eau du papier filtre.}$$

$$\text{Log } u_c = 2.4778 - 0.0165 * w_f \quad \text{si } w_f > 39.8\% \quad \text{Etat initial du papier filtre : sec.}$$

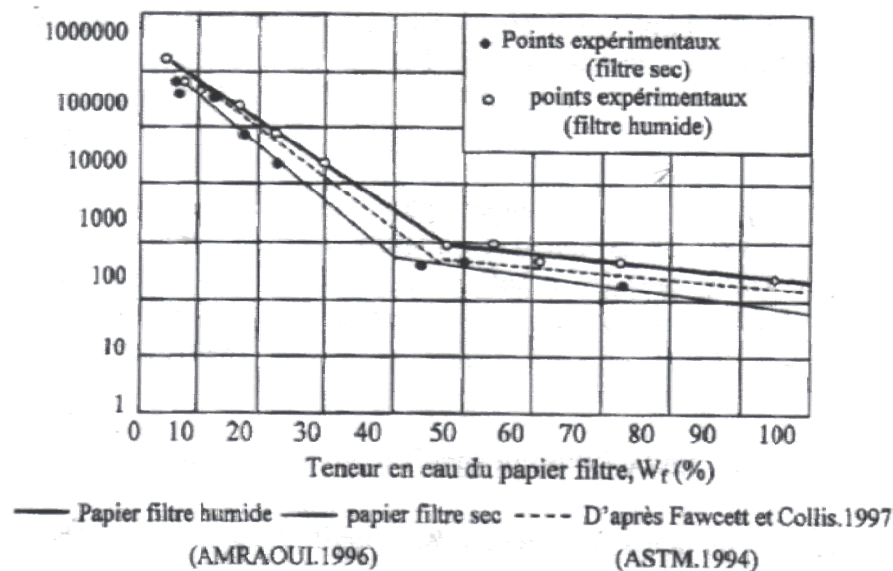


Figure III-6. Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide
Plan [W_f , s] (Belhachemi, 2005).

Les conditions initiales dans lesquelles le matériau a été préparé sont résumées dans le Tableau III-2

Tableau III-2. Succions initiales mesurées lors de la réalisation des éprouvettes

Matériaux	Conditions initiales	Teneur en eau du papier filtre (w_f)	Succion U_c (MPa)
Marne de Saf Saf γ_{dmax}/γ_w	OPN-2%	17.02	6809
	OPN	20	3718
	OPN+2%	35.64	155

5.3 DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Deux méthodes d'imposition de succion ont été utilisées : Pour des gammes de faible succion (50KPa ; 1500 KPa), la méthode osmotique a été mise en œuvre, tandis que la technique des solutions salines saturées nous a permis de balayer les gammes de pression capillaire les plus élevées (4.23 ; 342.64 MPa).

5.3.1 Méthode osmotique :

L'utilisation de la méthode osmotique nécessite la connaissance de la relation qui lie la concentration de la solution osmotique en macromolécules à la succion imposée.

Le principe de cette méthode osmotique est de mettre en contact une éprouvette de sol et une solution de macromolécules en insérant entre les deux une membrane semi-perméable (Zur, 1996). Celle-ci empêche le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet les échanges d'eau.

Les mouvements d'eau, et donc la succion sont contrôlés par le phénomène d'osmose : plus la concentration en macromolécules est élevée, plus la succion imposée est forte.

La relation entre la concentration en macromolécules et la succion a été caractérisée par différents auteurs (Williams et Shaykewich, 1969 ; Delage et al, 1998 ; Cuisinier et Masroui, 2001).

Cui (1993) a montré que la relation d'étalonnage était ajustée par une relation parabolique empirique, de la forme $S=11c^2$.

S : succion (MPa) ;

C : concentration de PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

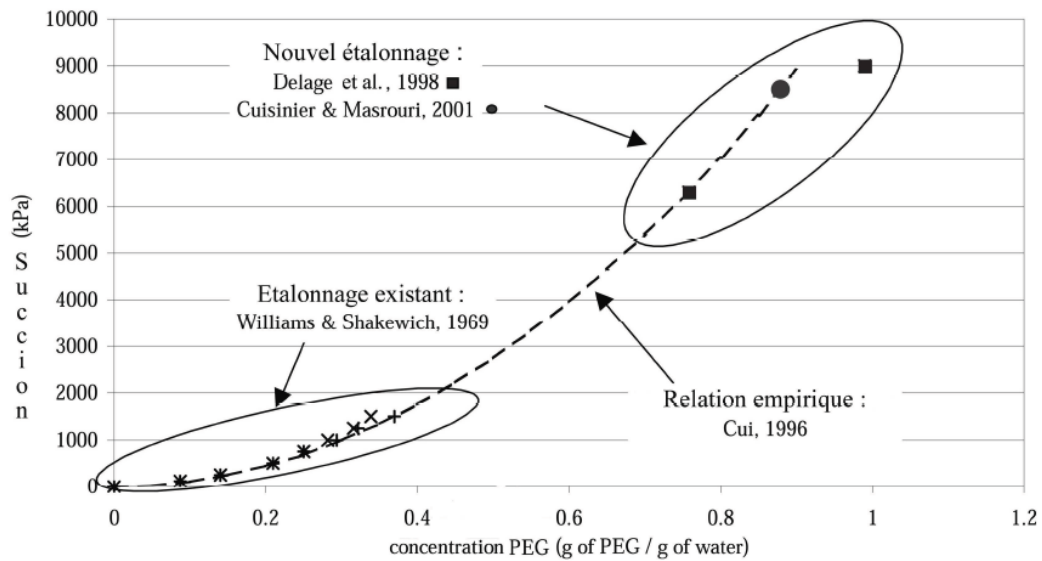


Figure III-7. Courbe d'étalonnage du PEG (Nowamooz, 2007).

La macromolécule utilisée est le polyéthylène glycol (PEG), avec deux poids moléculaires : 20000 ou 6000 Da. Deux types de membrane semi-perméable ont été nécessaires à la réalisation des essais. Pour le PEG 20000 une membrane en triacétate de cellulose de référence commerciale Spectra/Por® N°4 avec un MWCO ; Molecular Weight Cut Off, de 12000 Da et pour le PEG 6000 une membrane Spectra/Por® N°3 de même composition mais avec un MWCO de 3500 Da.

Les concentrations utilisées, calculées à partir de la relation ci-dessous, sont représentées dans le Tableau III-3.

Tableau III-3. Les concentrations du PEG utilisées.

Succion (MPa)	Concentration (g de PEG/g d'eau)	Concentration (g de PEG/500g d'eau)
PEG 20000		
0.05	0.067	33.71
0.1	0.095	47.67
0.2	0.134	67.42
0.4	0.190	95.35
0.6	0.233	116.77
0.8	0.269	134.84
1.2	0.330	165.14
PEG 6000		
1.5	0.369	187.64
2	0.426	213.2
3	0.522	261.12

Le détail du mode opératoire utilisé pour la méthode osmotique est donné dans l'annexe I.

5.3.2 Méthode des solutions salines

La courbe de drainage-humidification donne la relation entre la succion, la teneur en eau et/ou le degré de saturation d'un matériau. Ici, la méthode d'imposition de la succion par une solution saline est employée pour sa détermination.

Cette solution saline maintient l'humidité relative de l'air au contact de l'éprouvette à une valeur constante.

L'humidité relative est reliée à la succion par la loi de Kelvin (Equation II-4) qui est en fonction de la température. Ce dernier paramètre a donc une influence sur la succion imposée par la solution.

Différentes humidités relatives peuvent être obtenues en utilisant différentes solutions salines. Le Tableau III.4 regroupe les informations concernant les solutions salines utilisées.

Tableau III-4. Concentrations des solutions salines utilisées.

Solution	Concentration (g de sel/500 ml d'eau)	Equivalence en concentration de NaCL (g de sel/500ml d'eau)	Succion (MPa)	Référence (citées dans les thèses suivantes)
K_2SO_4	111 g		4.23	*
KH_2PO_4	-	38 g de NaCL	6.3	**
KNO_3	-	54 g de NaCL	9	**
$ZnSO_4 \cdot 7H_2O$	-	75.5 g de NaCL	12.6	**
$NaSO_3 \cdot 7H_2O$	-	82.5 g de NaCL	13.7	**
$(NH_4)_2SO_4$	375.66 g		29.29	*
$NaCL$	360 g		38.15	*
$NaNO_2$	410.75 g		57.76	*
CH_3COOH	1 Litre		102.02	*
$CaCl_2 \cdot 2H_2O$	730 g		156.22	*
H_2SO_4	1 litre		342.64	*

* : Sayad Gaidi 2003 ; ** : Ghembazza 2004

Les étapes de la présentation du dispositif expérimentale relatif à la méthode des solutions salines, sont données dans l'annexe II.

5.4 MESURE DE VOLUME TOTAL DES ECHANTILLONS

Afin de présenter les cinq plans représentatifs de la courbe de drainage-humidification, il est nécessaire de mesurer le volume final des échantillons à la fin de chaque phase d'application de la succion. Le volume de l'échantillon est mesuré par immersion dans le kerdane. Cette méthode a été décrite par Tessier (1975) (cité par Zerhouni, 1991). La densité du kerdane est environ de 0,785. Le kerdane est non miscible et s'évapore à 105°C.

Le volume total de l'échantillon est calculé par la relation :

$$V = \frac{(p_{hk} - p_{imm})}{\gamma_k} \quad [III - 01]$$

Où (p_{hk}) est le poids humide de l'échantillon imbibé de kerdane, (p_{imm}) est le poids d'immersion de l'échantillon immergé dans le kerdane et (γ_k) le poids volumique de kerdane. Tous les paramètres caractéristiques du sol tels que la teneur en eau, l'indice des vides, le degré de saturation, le poids volumique sec et humide, etc. ; sont obtenus en mesurant le poids initial humide et final sec de l'échantillon.

5.5 CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR LE MATERIAU SOUS FORME DE PATE

L'étude du chemins de drainage-humidification sur la marne de Saf Saf sous forme de pâte ($w > 1.5w_L$) à donné lieu aux résultats suivants (Figure III-8).

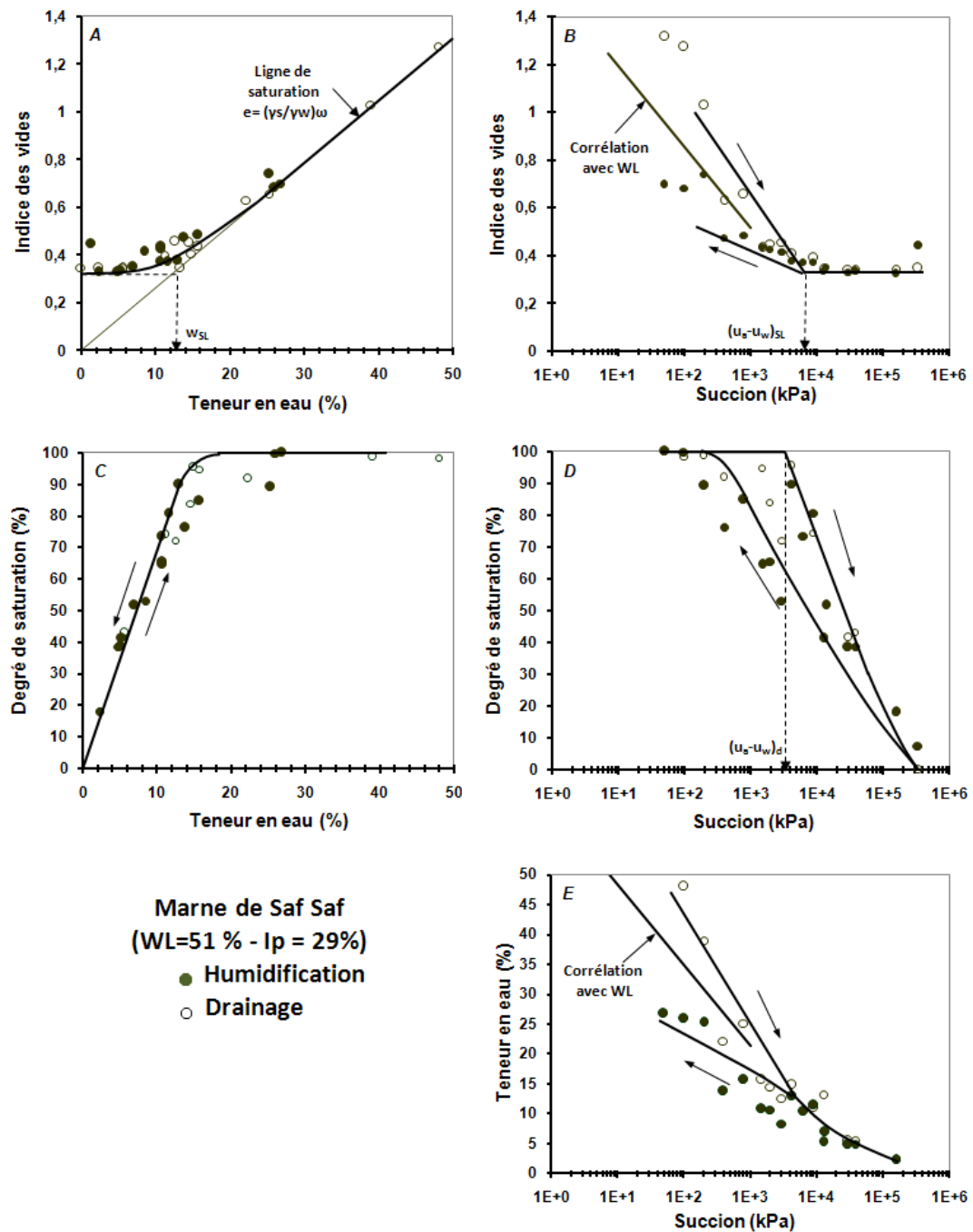


Figure III-8. Chemins de drainage-humidification sur la marne de Saf Saf initialement saturée, préparée sous forme de pâte à $1.5 w_L$

5.6 ANALYSE DES RESULTATS

En analysant les variations constatées sur chemins de drainage-humidification appliqués à la marne de Saf Saf on peut suggérer que le chemin de drainage fait ressortir deux phases fondamentalement différentes (Figure III-9).

- La première où les variations de l'indice des vides sont importantes. Elle correspond à un état saturé du sol où l'eau est continue à l'intérieur de l'échantillon et remplit tout l'espace poral. L'effet de la succion, dans ce cas, est identique à celui d'une contrainte isotrope qui se traduit par des forces de contact inclinées qui tendent à réarranger les grains en provoquant des variations volumiques plastiques (Figure III-9 A).
- Dans la deuxième partie où l'indice des vides est quasiment constant, l'eau est discontinue et se trouve localisée aux points de contact entre les grains, la présence de ménisques engendre des forces normales aux plans tangents au niveau des contacts qui ne provoquent plus de réarrangement des grains, donc plus de variation volumétrique plastique (atteinte de la limite de retrait (Figure III-9 B). A partir de la limite de retrait, l'augmentation de la pression capillaire n'influe plus sur les variations de volume mais elle continue à accroître les forces de contact entre grains donc à rigidifier le sol (Figure III-9 C).

Entre ces deux phases distinctes, il existe un domaine de transition appelé « domaine quasi-saturé ». Il se traduit dans l'intervalle où le matériau se désature légèrement et où l'air se trouve sous forme de bulles isolées (Figure III-9 D).

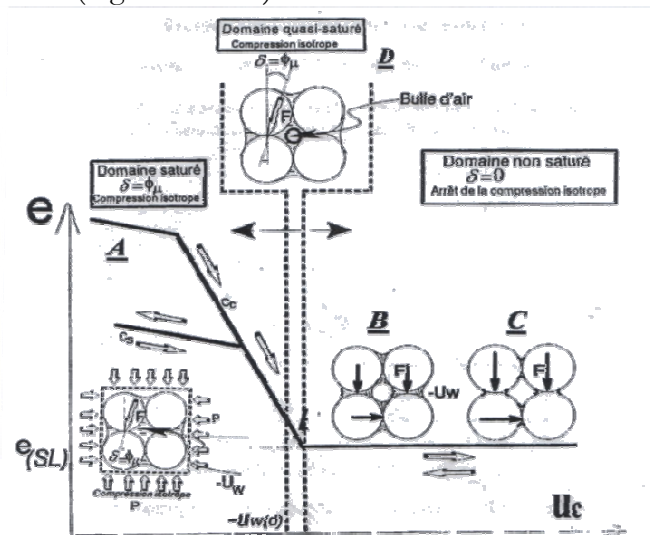


Figure III-9. Chemin de drainage d'un sol fin (Taïbi, 1994)

5.7 COMPARAISON ENTRE CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION ET CHEMINS OEDOMETRIQUES

Si on compare l'essai de drainage à un essai oedométrique on remarque clairement sur le graphe représentant la variation de l'indice des vides en fonction de la succion (ou contrainte totale (Figure III-10), que dans le domaine saturé, les chemins de drainage sur la pâte de marne sont parallèles aux chemins de compression oedométrique. Donc on peut conclure que les pentes sont presque égales.

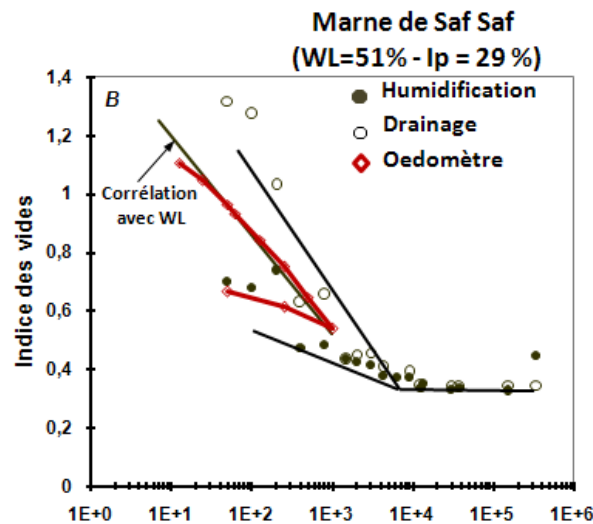


Figure III-10. Comparaison entre les chemins de drainage-humidification et le chemin oedométrique sur la marne de Saf Saf

En effet, en comparant le rapport, entre l'indice de drainage C_D (pente de la droite de drainage) et l'indice d'humidification C_H (pente de la droite d'humidification) ($C_D/C_H=4$), au rapport entre C_C/C_S (≈ 4) ; ceci est conforme à la corrélation usuelle entre $C_C/C_S = 4$ (Tableau III.5).

Tableau III-5. Comparaison entre les coefficients de compressibilité/gonflement et de drainage/humidification

Matériau	C_C	C_S	C_C/C_S	C_D	C_H	C_D/C_H
Marne de Saf Saf	0.365	0.103	3.54	0.415	0.115	3.58

Il y a lieu de conclure que dans le domaine où les échantillons sont saturés, des incréments identiques de pression capillaire ou de contrainte mécanique produisent la même variation d'indice des vides. Ceci favorise l'idée de la validité du principe de contrainte effective de Terzaghi dans le domaine saturé à pression interstitielle négative, tant que cette pression ne dépasse pas la limite de retrait.

6 CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAU COMPACTE

L'étude du chemin de drainage-humidification sur la marne de Saf Saf sous forme compactée (Figure III-11) a donné lieu aux résultats suivants :

- Dans le plan indice des vides en fonction de la teneur en eau, les échantillons sont proches de la droite de saturation, ensuite ils rejoignent le palier de retrait.
- Les échantillons compactés du côté sec de l'optimum ont atteint une saturation de 94% pour $u_c=50$ kPa, alors que pour OPN et OPN+2%, le degré de saturation est de l'ordre de 97% (Figure III-11 C & III-11 D).
- Les échantillons suivent un chemin surconsolidé.

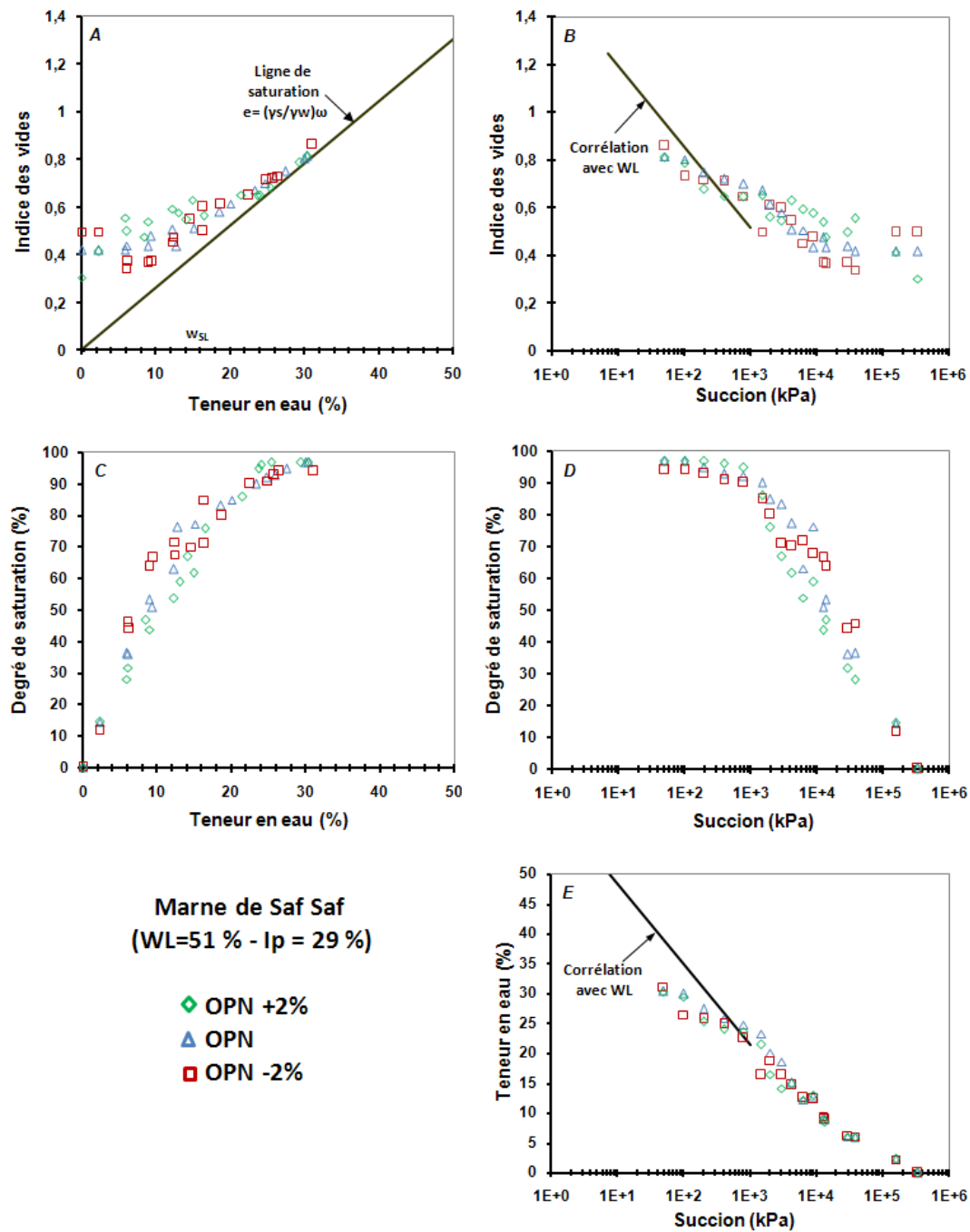


Figure III-11. Chemins de drainage-humidification sur matériau compacté (Marne de Saf Saf)

6.1 COMPARAISON ENTRE CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR MATERIAUX COMPACTES ET SUR UNE PATE

La comparaison dans le plan $(e, \log u_c)$ entre les chemins de drainage-humidification, obtenus pour la marne de Saf Saf, sur une pâte et sur matériau compacté (Figure III-12), montre que les paliers de retrait des échantillons compactés (OPN, OPN-2%, OPN+2%) se trouvent légèrement au dessous de ceux de la pâte, ceci est conforme au fait que les matériaux compactés se trouvent dans un état plus dense, par rapport à la pâte.

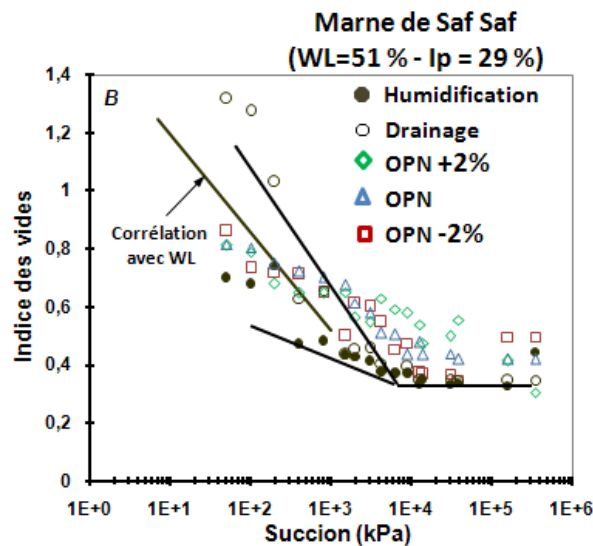


Figure III-12. Comparaison entre chemins de drainage-humidification sur matériau compacté et sur une pâte

Les valeurs caractéristiques pour la marne de Saf Saf sont répertoriées dans le (Tableau III.6).

Tableau III-6. Synthèse des valeurs caractéristiques de la marne de Saf Saf

Matériau	Condition initiale	Teneur en eau de la limite de retrait (%)	Pression capillaire de la limite de retrait (MPa)	Indice des vides finaux de la limite de retrait
Marne de Saf Saf	Pâte	12.5	6.5	0.32
	compacté	11	7	0.30

7 MESURE DE LA PERMEABILITE

L'objet de cette partie est d'abord la présentation des résultats de mesures de la perméabilité saturée, réalisées dans l'oedomètre sur la marne de Saf Saf, puis celles de la perméabilité non saturée, sur le même matériau, en utilisant deux principes d'imposition de la succion : méthode des solutions salines saturées (valeurs élevées de succion) et méthode osmotique (faibles valeurs de succion).

7.1 PERMEABILITE SATUREE DE LA MARNE DE SAF SAF

A chaque étape de chargement, les résultats expérimentaux de l'essai de compressibilité nous permettent également de calculer la perméabilité de façon indirecte à partir de la courbe de consolidation $\Delta h - \log t$. en effet, ayant déterminé d'une part la valeur du coefficient de consolidation C_v et d'autre part le module oedométrique E_{oed} , la perméabilité k s'exprime suivant

$$k = \frac{C_v * \gamma_w}{E_{oed}} \quad [III - 02]$$

C_v : coefficient de consolidation ;

E_{oed} : module oedométrique.

La mesure de la perméabilité saturée à été effectuée sur la marne compactée de Saf Saf préparées à différents états initiaux (OPN, OPN-2% et OPN+2%). Les valeurs obtenues sont présentées

sur la figure III-13 . Les valeurs de perméabilité mesurées au début de l'essai sont répertoriées dans le tableau III-7.

Tableau III-7. Valeurs de la perméabilité mesurées au début de l'essai oedométrique pour la marne de Saf Saf à différents états initiaux (Pâte, OPN, OPN-2% et OPN+2%).

Condition initiale	Pâte	OPN	OPN-2%	OPN+2%
Perméabilité (m/s)	4.20E-09	8.00E-10	2.04E-09	9.02E-10

Les matériaux compactés à OPN, OPN-2% et OPN+2% ont des valeurs de perméabilité saturée très rapprochées. La perméabilité de la pâte est nettement supérieure à celles des matériaux compactés, car ces derniers se trouvent dans un état beaucoup plus dense que celui de la pâte.

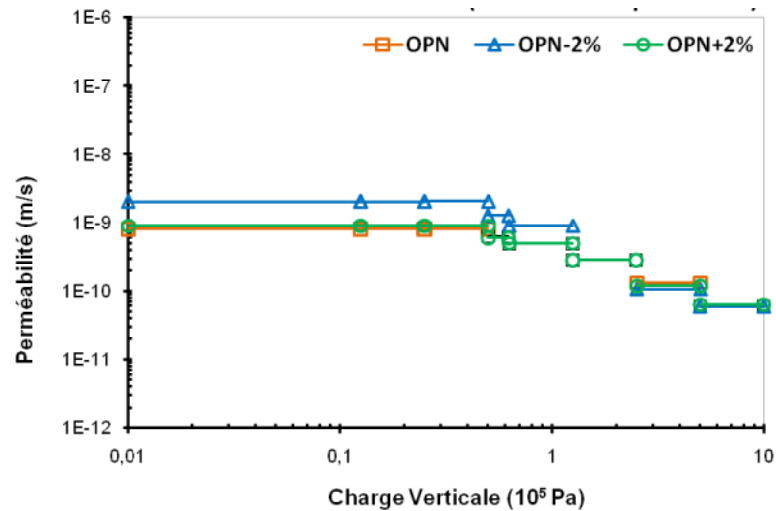


Figure III-13. Courbes de perméabilité saturée en fonction de la contrainte appliquée

7.2 PERMEABILITE NON SATUREE DE LA MARNE DE SAF SAF

La mesure de la perméabilité d'un sol non saturé exige l'utilisation de techniques de mesures beaucoup plus complexes. Néanmoins, le domaine d'application de telle ou telle méthode varie selon le niveau de succion imposée.

Deux méthodes ont été utilisées pour la mesure de perméabilité de la marne de Saf Saf préparée à différents états initiaux (OPN, OPN-2%, OPN+2% et sous forme de pâte).

7.2.1 Détermination indirecte de la perméabilité à partir de la courbe de drainage, par la méthode de Fredlund, 1994

Cette démarche a été proposée par Kunze & al (1968) et améliorée par Fredlund (1994), le principe consiste à subdiviser la courbe de drainage $\Theta(u_e)$ suivant l'axe de Θ en n segments égaux. On a choisi de subdiviser nos courbes en 10 segments égaux (figure III-14).

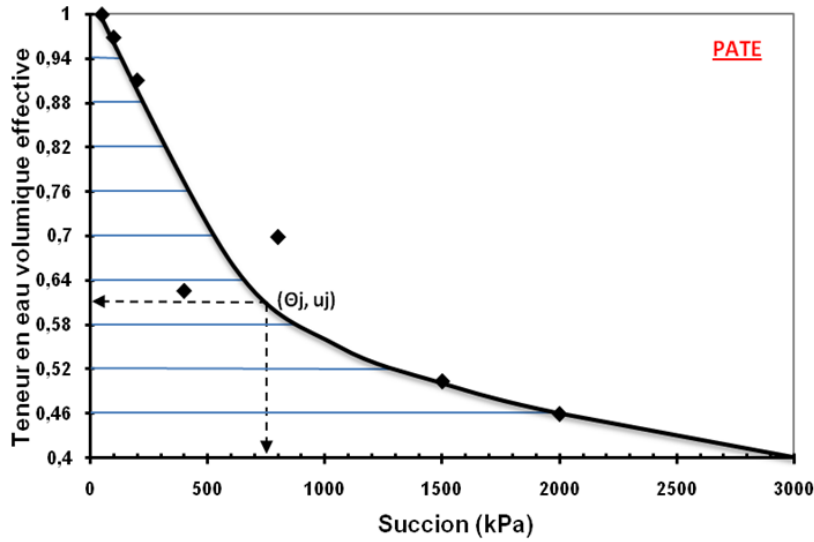


Figure III-14. Courbe de drainage du matériau sous forme de pâte

Avec :

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad [\text{III} - 03]$$

Θ : Etant la teneur en eau volumique effective ;

θ : Teneur en eau volumique ;

θ_r : Teneur en eau volumique résiduelle (C'est la valeur asymptotique lorsque la succion tend vers une valeur très élevée) ;

θ_s : Teneur en eau volumique à saturation.

La fonction de perméabilité $k(\Theta)$ est décrite par l'expression suivante :

$$k(\Theta_i) = \frac{k_s}{k_{sc}} A_d \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i) * (u_a - u_w)_j^{-2}]$$

$$k_{sc} = A_d \sum_{i=1}^m \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i) * (u_a - u_w)_j^{-2}] \quad i = 1, 2, \dots, m$$

Avec :

$k(\Theta_i)$: Fonction de perméabilité à une teneur en eau volumique θ_i correspondant à l' $i^{\text{ème}}$ intervalle ;

i : Numéro de l'intervalle qui augmente avec la diminution de la teneur en eau volumique ;

k_s : Coefficient de perméabilité à saturation, mesuré au laboratoire ;

k_{sc} : Coefficient de perméabilité calculé, à saturation;

m : Nombre total d'intervalles entre la teneur en eau volumique à saturation θ_s et la teneur en eau volumique minimale θ_r sur la courbe caractéristique sol-eau ;

A_d : Paramètre d'ajustement.

Nb : le paramètre A_d est sans influence sur le calcul de la perméabilité, car il se simplifie.

La fonction de la perméabilité calculée est présentée sur la figure III-15.

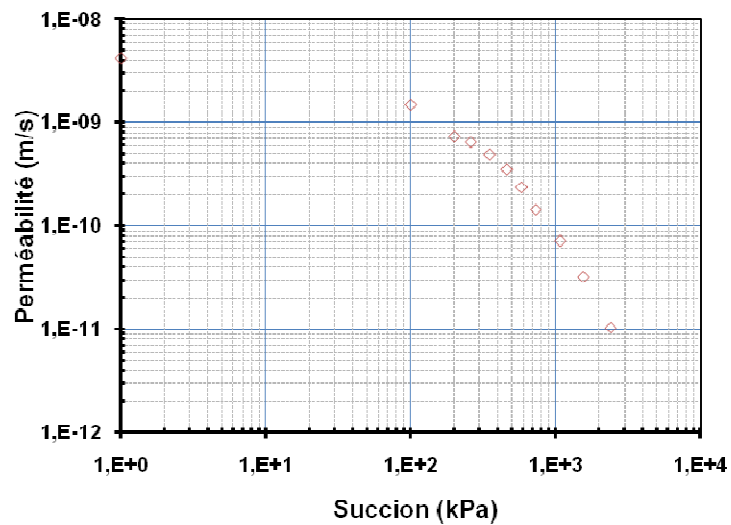


Figure III-15. Valeurs calculées de perméabilité à partir de la courbe de drainage du matériau sous forme de pâte

La même procédure a été faite pour les matériaux compactés (OPN, OPN-2%, OPN+2%). Les courbes de perméabilité, obtenues après calcul, sont représentées sur la figure III-16.

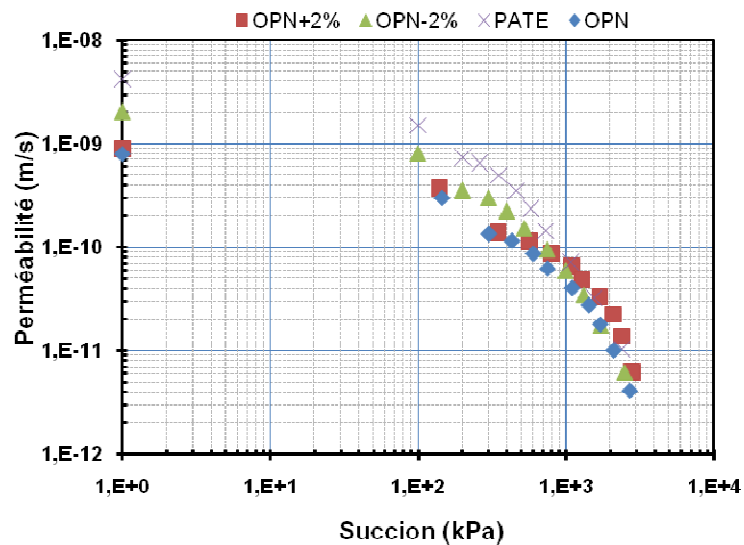


Figure III-16. Courbes calculées de perméabilité pour différents états initiaux (Pâte, OPN, OPN-2% et OPN+2%)

Les valeurs issues de l'application de la méthode de Fredlund sont représentées dans le tableau III-8.

Tableau III-8. Valeurs calculées de perméabilité de la marne de Saf Saf pour différents suctions et différents états initiaux

PATE		OPN	
$(u_a - u_w)_j$ (kPa)	Perméabilité (m/s)	$(u_a - u_w)_j$ (kPa)	Perméabilité (m/s)
1	4,20E-09	1	8,00E-10
100	1,48E-09	145	2,99E-10
200	7,32E-10	300	1,34E-10
260	6,45E-10	430	1,15E-10
350	4,91E-10	600	8,68E-11
460	3,50E-10	750	6,24E-11
580	2,35E-10	1100	4,05E-11
730	1,42E-10	1430	2,74E-11
1075	7,09E-11	1700	1,80E-11
1550	3,19E-11	2100	1,00E-11
2400	1,02E-11	2700	4,10E-12

OPN-2%		OPN+2%	
$(u_a - u_w)_j$ (kPa)	Perméabilité (m/s)	$(u_a - u_w)_j$ (kPa)	Perméabilité (m/s)
1	2,04E-09	1	9,02E-10
100	8,03E-10	140	3,72E-10
200	3,53E-10	350	1,38E-10
300	2,97E-10	570	1,14E-10
400	2,22E-10	800	8,78E-11
525	1,52E-10	1100	6,52E-11
750	9,48E-11	1300	4,85E-11
1000	5,88E-11	1700	3,31E-11
1325	3,41E-11	2100	2,21E-11
1725	1,74E-11	2410	1,36E-11
2500	6,12E-12	2820	6,17E-12

On constate que les valeurs calculées de perméabilité, pour la pâte, sont nettement supérieures à celles des matériaux compactés, ces derniers, en effet, présentent un état plus dense par rapport à la pâte.

En revanche, les valeurs correspondant à OPN+2% et OPN sont sensiblement rapprochées, celle de l'OPN-2% sont plus élevées. Cela peut s'expliquer par le fait que la densité à OPN-2% est inférieure à celle des états OPN et OPN+2%.

7.2.2 Méthode des dessiccateurs (solutions salines saturées)

7.2.2.1 Principe de l'essai

Le but de l'essai est de mesurer la perméabilité par échange d'eau entre l'échantillon et l'environnement ambiant soumis à une humidité contrôlée à contrainte mécanique nulle. Cet essai est effectué dans un dessiccateur à solution saline saturée. Les échanges d'eau sont déduits de la variation du poids de l'échantillon, mesuré en continu à l'aide d'une balance.

Considérons un échantillon de sol (volume V , section A , épaisseur ℓ) placé dans un dessiccateur. L'utilisation d'une solution saline saturée permet de maintenir une humidité relative H_0 constante et donc une pression interstitielle négative u_{w0} déduite de la loi de Kelvin :

$$\frac{-u_w}{\gamma_w} = \frac{RT}{gM} \ln \frac{H}{100}$$

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J/mol}^\circ\text{K}$)

T : la température absolue ($^\circ\text{K}$)

M : la masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g/mol}$)

H : humidité relative en pourcents.

A l'état initial, la pression interstitielle négative dans l'échantillon est u_{w0} . La pression interstitielle imposée dans le dessiccateur par la solution saline saturée est u_{w1} . Une fois l'échantillon placé dans l'enceinte du dessiccateur, il est soumis à ses frontières à u_{w1} , soit un incrément de pression $\Delta u_w = |u_{w1}| - |u_{w0}|$. Cet incrément de pression provoque un échange d'eau entre l'échantillon et l'atmosphère du dessiccateur jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit de nouveau atteint ($u_w = u_{w1}$).

On peut avoir :

Un chemin de drainage si $\Delta u_w > 0$;

Un chemin d'humidification si $\Delta u_w < 0$.

7.2.2.2 Dispositif de mesure et mode opératoire

Dans le but d'optimiser la durée des essais, les échantillons ont été coupés en galettes de 10 mm d'épaisseur et 24 mm de diamètre. Pour assurer un écoulement unidimensionnel (axial), l'échantillon est paraffiné sur son contour diamétral. Il est relié à une balance d'une précision de 10^{-2} g qui nous permet de suivre la variation de son poids dans le temps et de calculer ses paramètres d'état (teneur en eau, degré de saturation, indice des vides,...). Le dispositif expérimental est schématisé sur la figure III-17 et les étapes de confection des éprouvettes de sol sont présentées dans la figure III-18.

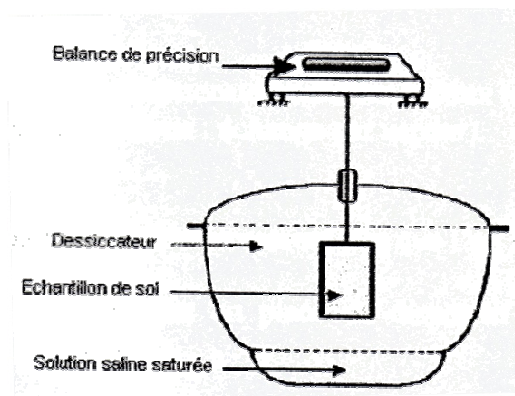
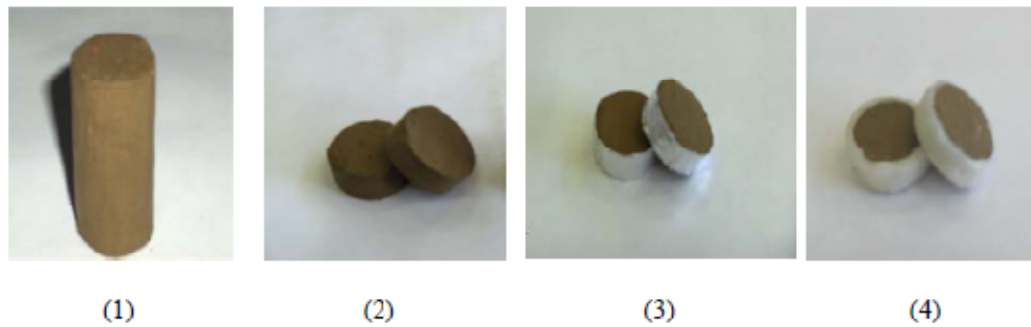


Figure III-17. Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur (Sayad Gaidi C, 2003)



- (1) Compactage du sol dans le moule.
- (2) Découpage des échantillons.
- (3) Mise du papier aluminium.
- (4) Paraffinage des échantillons.

Figure III-18. Etapes de confection des éprouvettes de sols (Lachgueur Karima, 2007)

Les échantillons peuvent être soumis, par étapes successives, à différentes valeurs de succion ($-u_{w1}$) en utilisant plusieurs solutions salines saturées. Ce processus nous permet d'obtenir les courbes de perméabilité en fonction de la succion ou du degré de saturation.

7.2.2.3 Conditions initiales

Les états initiaux considérés sont les suivants :

- Les matériaux sont mélangés à la teneur en eau voulue et mis dans des sacs en plastiques pendant 24h pour homogénéisation.
- Etat compacté : préparé à la teneur en eau optimale obtenue par la courbe Proctor normal. Afin d'obtenir la valeur de la densité sèche maximale, on a eu recours au compactage statique. Ce compactage a été effectué à la presse CBR à une vitesse de 1,5 mm/min.
- Etat compacté (côté sec) : à une teneur en eau OPN-2% et compacté à la densité sèche maximale.
- Etat compacté (côté humide) : à une teneur en eau OPN+2% et compacté à la densité sèche maximale.
- Les échantillons confectionnés sont circulaires de 2.4 cm de diamètre et de 1 cm de hauteur.

7.2.2.4 Méthode d'interprétation

L'équation générale des transferts résulte de la combinaison des deux équations suivantes :

- L'équation de continuité :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div}(\mathbf{q})$$

- L'équation cinématique :

$$\mathbf{q} = -k_w(\theta)\text{grad}\psi_t$$

Où :

ψ_t : Potentiel total de l'eau = $\psi + z$ (ψ : potentiel capillaire, z : potentiel gravitaire) [m] ;

θ : Teneur en eau volumique du milieu [m^3/m^3] ;

$k_w(\theta)$: Fonction de perméabilité [m/s] ;

q : Flux [m/s].

Après combinaison, on obtient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div}[D(\theta)\text{grad}\theta] + \frac{\partial k}{\partial z} \quad [\text{III} - 4]$$

Pour un écoulement d'eau dirigé vers le haut suivant la direction OZ, l'équation [III-1] devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] \quad [\text{III} - 5]$$

Avec :

$$D_w(\theta) = k_w(\theta) \frac{\partial \psi_t}{\partial z} \quad \text{et} \quad \psi = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w}$$

Le terme de gravité est négligé du fait que le potentiel gravitaire est de l'ordre du centimètre alors que le potentiel hydrique peut varier entre 0 et plusieurs centimètres de mètres de hauteur de colonne d'eau.

L'incrément de pression Δu_w doit être suffisamment faible pour :

- Admettre que le diffusivité D (et donc k) reste constante vue la faible variation de θ .
- Admettre que θ varie linéairement avec le potentiel hydrique, donc pour un intervalle $\Delta \theta$ faible :

$$\theta(u_w) = a_1 + b_1 \psi$$

Nous avons essayé de respecter cette condition dans la limite des pressions offertes par les solutions salines saturées utilisées.

On peut écrire : $\theta(u_w) = a_1 + b_1 u_w$ où a et b sont deux constantes telles que :

$$a = a_1, b = -\frac{b_1}{\rho g}$$

La relation [III-2] peut donc s'écrire :

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = D_w(\theta) \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \quad [\text{III} - 6]$$

Cette équation peut être résolue par la méthode de séparation des variables.

7.2.2.4.1 Résolution de l'équation différentielle aux dérivées partielles

Nous présentons ici la résolution de l'équation différentielle [III-3] dans le cas où l'échange de l'eau entre l'échantillon et l'enceinte se fait sur ses deux extrémités supérieure et inférieure (cas des expériences effectuées) (figure III-19).

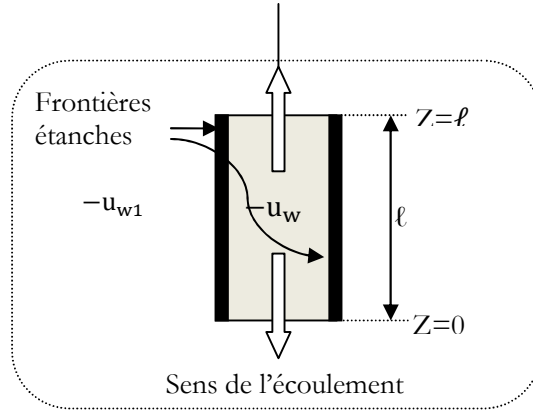


Figure III-19. Schéma de principe d'échange d'eau entre l'échantillon et l'enceinte du dessiccateur.

7.2.2.4.2 Les conditions initiales et aux limites $u_w(z, t)$

$$(1) \begin{cases} u_w(z, 0) = u_{w0} & \text{Pression interstitielle à l'instant } t=0. \\ u_w(0, t) = u_{w1} & \text{Pression interstitielle appliquée par l'atmosphère du dessiccateur à la base de l'échantillon.} \\ u_w(\ell, t) = u_{w1} & \text{Pression interstitielle appliquée par l'atmosphère du dessiccateur à la tête de l'échantillon.} \end{cases}$$

Posons : $u_w^* = u_w - u_{w1}$

On obtient :

$$\frac{\partial u_w^*}{\partial t} = D_w(\theta) \frac{\partial^2 u_w^*}{\partial z^2} \quad [\text{III} - 7]$$

Les conditions (1) deviennent :

$$(2) \begin{cases} u_w^*(z, 0) = u_w(z, 0) - u_{w1} = u_{w0} - u_{w1} = 0 \\ u_w^*(0, t) = u_w(0, t) - u_{w1} = u_{w1} - u_{w1} = 0 \\ u_w^*(\ell, t) = u_w(\ell, t) - u_{w1} = u_{w1} - u_{w1} = 0 \end{cases}$$

7.2.2.4.3 Résolution de l'équation par la méthode de séparation des variables

Ecrivons : $u_w^*(z, t) = g(z)f(t)$

Après remplacement de u_w^* par le produit $g(z)f(t)$ dans l'équation [III-4] on obtient :

$$g''(z)f(t) = \frac{1}{D_w} g(z)f'(t)$$

On divise les deux membres par $g(z)f(t)$

$$g''(z) \frac{1}{g(z)} = \frac{1}{D_w} \frac{1}{f(t)} f'(t) \quad [\text{III} - 8]$$

$$\begin{cases} g''(z) + \mu^2 g(z) = 0 & [\text{III} - 9] \end{cases}$$

$$\begin{cases} f'(t) + \mu^2 D_w f(t) = 0 & [\text{III} - 10] \end{cases}$$

Les solutions des équations [III-6] et [III-7] seront respectivement de la forme :

$$\begin{cases} g_{\mu}(z) = C_{1\mu} \sin(\mu z) + C_{2\mu} \cos(\mu z) \\ f_{\mu}(t) = C_{3\mu} \text{Exp}(-\mu^2 D_w t) \end{cases}$$

Les conditions aux limites entraînent :

$$\begin{aligned} \bullet \quad u_w^*(0, t) = 0 & \quad \text{Entraîne} \quad g(0)f(t) = 0 & \quad g(0) = 0 \\ \bullet \quad u_w^*(\ell, t) = 0 & \quad \text{Entraîne} \quad g'(\ell)f(\ell) = 0 & \quad g'(\ell) = 0 \end{aligned}$$

D'où :

$$\begin{cases} C_{1\mu} \sin(\mu \cdot 0) + C_{2\mu} \cos(\mu \cdot 0) = 0 \\ C_{1\mu} \sin(\mu \ell) + C_{2\mu} \cos(\mu \ell) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_{2\mu} = 0 \\ C_{1\mu} \mu \sin(\mu \ell) = 0 \end{cases}$$

$C_{1\mu} = 0$ et $\mu = 0$ Sont sans intérêt.

Pour qu'il existe une solution, il faut donc que : $\sin(\mu \ell) = 0$. Les valeurs seront de la forme :

$$\mu \ell = n\pi \Rightarrow \mu = \frac{n\pi}{\ell}$$

La solution particulière de l'équation [III-5] s'écrit sous la forme :

$$u_w^*(z, t) = [C_{1\mu n} \sin(\mu z) + C_{2\mu n} \cos(\mu z)] C_{3\mu n} \text{Exp}(-\mu^2 D_w t)$$

La solution particulière s'écrit donc :

$$u_w^*(z, t) = C_{1\mu n} \sin \frac{n\pi}{\ell} z C_{3\mu n} \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right]$$

Posons $A_n = C_{1\mu n} C_{3\mu n}$

$$u_w^*(z, t) = A_n \sin \frac{n\pi}{\ell} z \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right]$$

La solution générale de notre problème = $\sum$ solutions particulières.

$$u_w^*(z, t) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi}{\ell} z \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \quad [\text{III} - 11]$$

Ecrivant que $u_w^*(z, t)$ vérifie la condition :

$$u_w^*(z, 0) = \Delta u_w = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi}{\ell} z$$

Il reste à développer $u_w^*(z, 0)$ en série de Fourier $\sin(n\pi/\ell)$, les coefficients A_n sont donnés par la formule :

$$A_n = \frac{2}{\ell} \int_0^{\ell} \Delta u_w \sin \frac{n\pi}{\ell} z \, dz$$

$$A_n = \frac{2\Delta u_w}{n\pi} (-(-\ell)^n + \ell)$$

$$A_n = \frac{4\Delta u_w}{n\pi} \quad n = 1, 3, 5, \dots \text{Etc.}$$

En injectant A_n dans [III-8], on obtient :

$$\begin{aligned} u_w^*(z, t) \\ = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4\Delta u_w}{n\pi} \sin \frac{n\pi}{\ell} z \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \end{aligned} \quad [\text{III} - 12]$$

$$\text{Or: } u_w^*(z, t) = u_w(z, t) - u_{w1}$$

[III-7] devient :

$$u_w^*(z, t) = u_{w1} + \frac{4\Delta u_w}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi}{\ell} z \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \quad n = 1, 3, 5, \dots \text{Etc.}$$

7.2.2.4.4 Détermination de la quantité d'eau retenue dans l'échantillon $V_w(t)$

$$\theta(z, t) = a + b u_w(z, t) \quad [\text{III} - 13]$$

$$V_w(t) = \int_0^{\ell} A \theta_w(z, t) \, dz$$

Avec :

$$\theta = \frac{V_w}{V_T} \quad (V_T: \text{volume de l'échantillon})$$

$$V_w(t) = \int_0^{\ell} A [a + b u_w(z, t)] \, dz$$

$$V_w(t) = \int_0^{\ell} A \left[a + b \left\{ u_{w1} + \frac{4\Delta u_w}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \left[\frac{n\pi}{\ell} z \right] \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \right\} \right] dz$$

$$V_w(t) = \int_0^{\ell} A \left[a + b u_{w1} + \frac{4b\Delta u_w}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \left[\frac{n\pi}{\ell} z \right] \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \right] dz$$

$$V_w(t) = \int_0^{\ell} A (a + b u_{w1}) dz + \int_0^{\ell} A \frac{4b\Delta u_w}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \left[\frac{n\pi}{\ell} z \right] \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] dz$$

$$V_w(t) = (a + bu_{w1}) \int_0^\ell A dz + A \frac{4b\Delta u_w}{\pi} \int_0^\ell \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \left[\frac{n\pi}{\ell} z \right] \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] dz$$

En intégrant cette équation, nous obtenons :

$$V_w(t) = (a + bu_{w1})V_T + \frac{8V_T b \Delta u_w}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \quad [\text{III} - 14]$$

L'expression [III-12] nous permet de calculer :

La quantité d'eau à $t = 0$ ($u_w = u_{w0}$) : V_{wi}

$$V_{wi} = \int_0^\ell A (a + bu_{w0}) dz = aV_T + bV_T u_{w0}$$

La quantité d'eau à $t = \infty$ ($u_w = u_{w1}$) : V_{wf}

$$V_{wf} = \int_0^\ell A (a + bu_{w1}) dz = aV_T + bV_T u_{w1}$$

La quantité d'eau drainée à un temps t quelconque : $V_w(t)$

$$V_w(t) = V_{wi} - V_{wf}$$

$$V_w(t) = aV_T + bu_{w0}V_T - (a + bu_{w1})V_T - \frac{8V_T b \Delta u_w}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right]$$

$$V_w(t) = bV_T(u_{w0} - u_{w1}) - \frac{8V_T b \Delta u_w}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right]$$

$$V_w(t) = V_{wT} - \frac{8V_T}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right]$$

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \text{Exp} \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{\ell^2} \right) D_w t \right] \right] \quad [\text{III} - 15]$$

Avec :

V_{wT} : Quantité d'eau totale échangée.

GARDNER (1958) ne conserve que le premier terme de la série ($n=1$). L'expression [III-12] s'écrit alors :

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \text{Exp} \left(- \frac{\pi^2}{\ell^2} D_w t \right) \right] \quad [\text{III} - 16]$$

Soit :

Ln : Logarithme népérien.

$$\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)] = \text{Ln}\left(\frac{8V_{wT}}{\pi^2}\right) - \left(\frac{\pi^2}{\ell^2} D_w\right) t$$

7.2.2.4.5 Détermination de la perméabilité

On présente l'évolution temporelle de la quantité $\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)]$

L'équation de la droite obtenue par régression nous fournit la valeur de D_w par la relation :

$$D_w = \frac{\ell^2 M}{\pi^2}, M: \text{pente de la droite}$$

La perméabilité k est donnée par :

$$k_w(\theta) = \frac{D_w(\theta)}{\frac{\partial \psi}{\partial \theta}} = \frac{D_w(\theta) V_{wT}}{\Delta \psi V_T}$$

$$\psi = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w}, \psi : \text{potentiel capillaire}$$

7.2.2.5 Résultats et discussion

Pour chaque échantillon, la perméabilité est déterminée analytiquement en représentant l'évolution de la quantité $\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)]$ en fonction du temps, un exemple de résultat de cette évolution est représenté sur la figure III-20.

Afin de suivre l'évolution de la perméabilité en fonction de la pression interstitielle négative, et du degré de saturation, des essais de perméabilité ont été réalisés à partir de trois états initiaux imposés :

- Echantillon compacté à l'OPN ;
- Echantillon compacté à l'OPN-2% ;
- Echantillon compacté à l'OPN+2%.

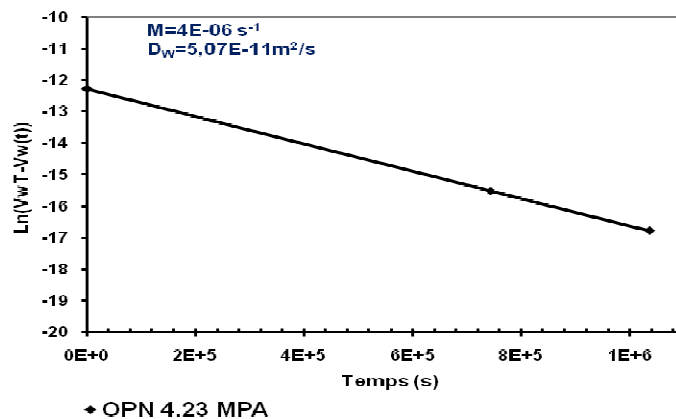


Figure III-20. Exemple de résultat de l'évolution de $\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)]$ en fonction du temps.

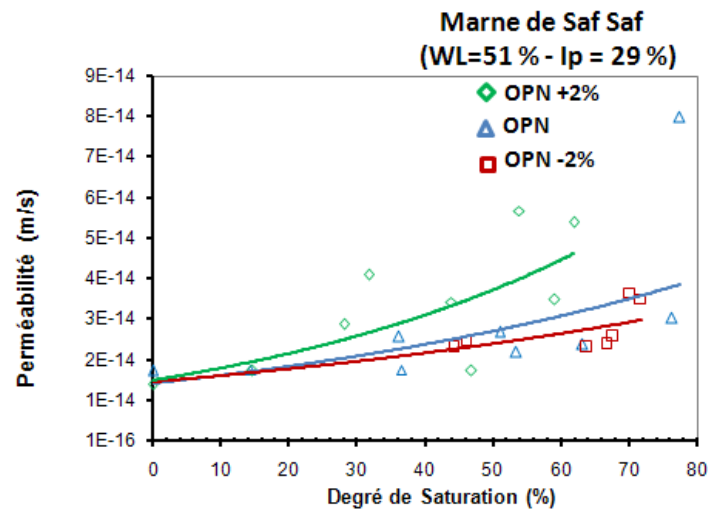


Figure III-21. Evolution de la perméabilité en fonction du degré de saturation (Marne de Saf Saf).

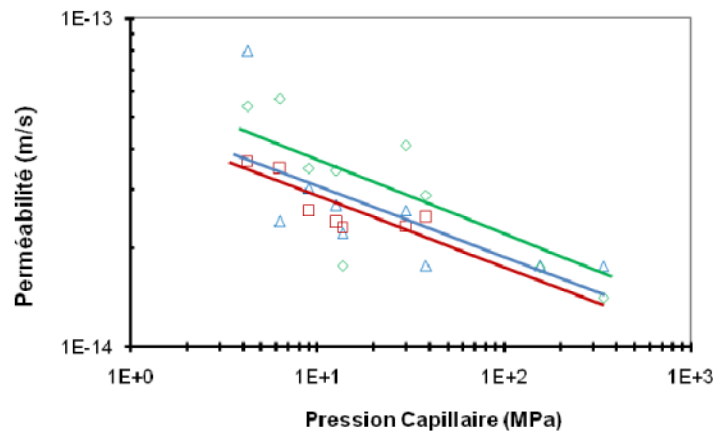


Figure III-22. Evolution de la perméabilité en fonction de la succion (Marne de Saf Saf).

On remarque que les points expérimentaux de l'OPN+2% se situent en dessus de ceux de l'OPN et l'OPN-2%. En revanche, ces deux derniers ne présentent pas de décalage franc.

Les valeurs de perméabilité mesurées, par les deux méthodes ; de Fredlund et celle des dessiccateurs, dans la gamme de succions imposée par les solutions osmotiques [0÷3 MPa] ainsi que celle imposée par les solutions salines saturées [4,2÷342,64 MPa] sont représentées dans les plans (Log k, Log uc) (figure III-23).

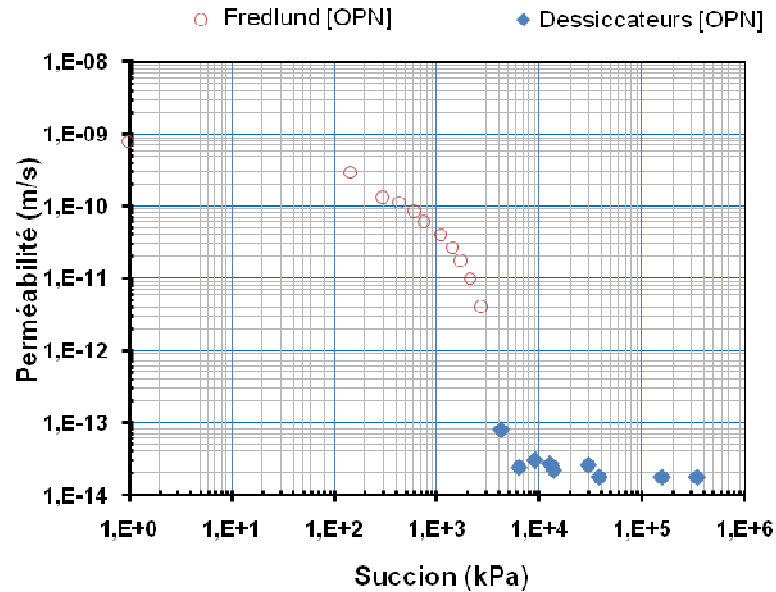


Figure III-23. Valeurs mesurées de perméabilité en utilisant la méthode osmotique et celle des solutions salines saturées dans le plan ($\log k$, $\log u_c$)

8 CONCLUSION

On a abordé dans la première partie de ce chapitre les essais d'identification physique, chimique et mécanique de la marne de Saf Saf. Les chemins de drainage-humidification ont été réalisés sur des matériaux préparés sous différents états initiaux (compacté et sous forme de pâte). L'imposition de la succion a été assurée par deux méthodes : méthode osmotique (faibles valeurs de succion) et méthode des solutions salines (valeurs élevées de succion).

Dans la deuxième partie, nous avons présenté les valeurs de perméabilité mesurées dans l'oedomètre, sur la marne de Saf Saf, préparée sous différents états initiaux (compacté et sous forme de pâte).

Au début de l'essai, la valeur de perméabilité à saturation était de l'ordre de 10^{-9} m/s pour la pâte et les matériaux compactés.

La mesure de la perméabilité de la marne de Saf Saf, en conditions non saturées, nous a permis d'établir les relations entre la perméabilité, le degré de saturation et la succion.

L'étude du comportement hydrique du matériau dans différents états initiaux, soumis à un chemin de drainage humidification, a confirmé l'hypothèse de l'existence d'un domaine où le sol reste saturé ($-u_w < -u_d$). Dans ce domaine, la perméabilité reste proche de celle mesurée à l'état saturé. Lorsque la succion augmente jusqu'à dépasser $-u_d$, la perméabilité diminue.

La mesure de la perméabilité de la marne de Saf Saf, en conditions non saturées, nous a permis de conclure que le matériau préparé initialement à OPN-2% semble être le moins perméable par rapport aux autres états initiaux (OPN et OPN+2%). Le seul critère de perméabilité imposerait un compactage côté sec pour les barrières argileuses. Néanmoins, d'autres critères orientent le compactage plutôt côté humide (pour éviter certains phénomènes tels que celui de l'effondrement).

CHAPITRE IV

ETUDE NUMERIQUE PAR PLAXIS

1 INTRODUCTION :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

2 LE CODE PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3 MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UN SOL :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement. PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés ; ces modèles et leurs paramètres sont décrits dans le manuel "Material Models".

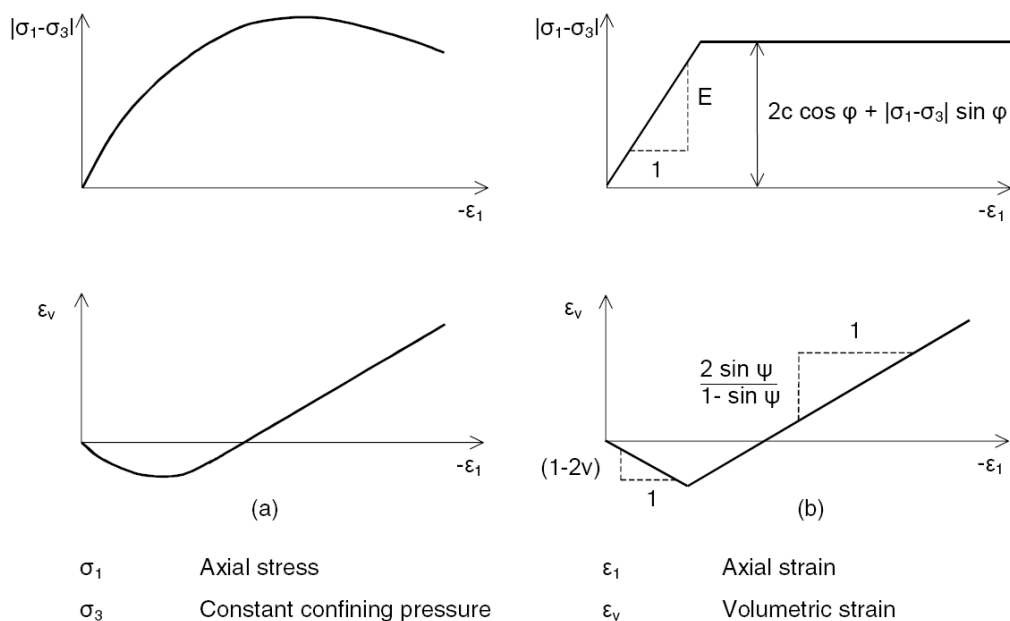


Figure IV-1. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).

3.1 PARAMETRES DE BASE DU MODELE EN RELATION AVEC LE COMPORTEMENT REEL DU SOL

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle, considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés. (Voir Figure IV-1) Le matériau a subi une compression isotrope jusqu'à une contrainte de confinement σ_3 . Après quoi, la contrainte axiale σ_1 est augmentée alors que la contrainte radiale reste constante. Au cours de cette seconde étape de chargement, les géomatériaux tendent à donner des courbes comme celles de la Figure IV-1.a.

L'accroissement du volume (ou déformation volumique) est courant pour les sables et est aussi fréquemment observé pour les roches. La Figure IV-1.b montre ces mêmes résultats sous une forme idéalisée selon le modèle de Mohr-Coulomb. La figure donne une indication sur la signification et l'influence des cinq paramètres fondamentaux du modèle. Remarquons que l'angle de dilatance ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique.

3.2 JEUX DE DONNEES POUR LES SOLS ET LES INTERFACES :

Les propriétés et paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières. Un jeu de données pour un sol et des interfaces représente généralement une couche de sol donnée et peut être affecté aux éléments (clusters) correspondants dans le modèle géométrique. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche. Les interfaces présentées à l'intérieur ou autour de cette couche se voient attribuer le même jeu de données. Ceci est indiqué dans la fenêtre de propriétés de l'interface sous le libelle <Cluster material>.

Plusieurs jeux de données peuvent être créés pour différencier différentes couches de sol.

L'utilisateur peut spécifier n'importe quel nom d'identification pour un jeu de données. Il est conseillé d'utiliser un nom significatif, étant donné que le jeu de données va apparaître sous ce nom dans l'arborescence de la base de données des matériaux.

Pour faciliter l'identification des matériaux dans le modèle géométrique, une couleur est attribuée à chaque jeu de données. Cette couleur apparaît dans l'arborescence de la base de données. PLAXIS sélectionne une couleur par défaut unique pour chaque jeu de données, mais cette couleur peut être modifiée par l'utilisateur, en cliquant sur la case de couleur en bas à gauche de la fenêtre des propriétés

du jeu de données. Les propriétés de chaque jeu de données sont présentées en trois onglets: General, Parameters et Interfaces.

L'onglet General contient le type de modèle du sol, le type de comportement du sol et des propriétés générales comme les poids volumiques.

L'onglet Parameters contient les paramètres définissant la raideur et la résistance du modèle de sol choisi.

Enfin, l'onglet Interfaces contient les paramètres qui relient les propriétés de l'interface aux propriétés du sol.

3.3 LES TYPES DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX (MATERIAL TYPE) :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

3.3.1 Comportement drainé (Drained behaviour) :

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

3.3.2 Comportement non drainé (Undrained behaviour) :

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche où une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E' , ν' , φ' , ψ' et non pas E_u , ν_u , $c_u(s_u)$, φ_u .

En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

3.3.3 Le comportement non poreux (Non-porous behaviour) :

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures.

Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

3.4 POIDS VOLUMIQUE SATURE ET NON SATURE (γ_{SAT} et γ_{UNSAT}) :

Les poids volumiques saturé et non saturé se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé γ_{unsat} s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe. L'unité des poids est une force par unité de volume.

Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Pour des sols poreux, le poids volumique non saturé est évidemment inférieur au poids volumique saturé. Pour les sables, par exemple, le poids volumique saturé est généralement de 20 kN/m³ environ, alors que le poids volumique non saturé peut-être beaucoup plus faible, en fonction du degré de saturation.

Remarquons que dans la pratique, les sols ne sont jamais complètement secs. Par conséquent, il est conseillé de ne pas entrer le poids volumique correspondant à un sol totalement sec pour γ_{unsat} . Par exemple, au-dessus de la nappe phréatique, les argiles peuvent être presque totalement saturées à cause des forces capillaires. D'autres zones au-dessus de la nappe phréatique peuvent être partiellement saturées.

Néanmoins, les pressions interstitielles au-dessus de la nappe phréatique sont toujours nulles. Les contraintes de traction dues à la capillarité ne sont donc pas prises en compte. Les poids sont activés au moyen du paramètre ΣM_{weight} durant la génération des contraintes initiales (procédure K_0) ou au moyen du chargement gravitaire dans le programme de calcul.

3.5 PERMEABILITES (k_x ET k_y) :

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse (unité de longueur par unité de temps). La donnée des perméabilités n'est nécessaire que pour des analyses de consolidation et des calculs d'écoulement. Dans ce cas, il faut spécifier les perméabilités de chaque couche, même pour les couches supposées imperméables.

PLAXIS distingue une perméabilité horizontale k_x , et une perméabilité verticale k_y , puisque dans certains types de sols (par exemple les tourbes), il peut y avoir une différence significative entre ces deux perméabilités.

Dans les sols, la différence entre les perméabilités des différentes couches peut être assez importante. Toutefois, il faut être prudent lorsqu'apparaissent simultanément au sein du même modèle aux éléments finis des perméabilités très fortes et très faibles; cette situation pourrait conduire à un mauvais conditionnement de la matrice d'écoulement.

Pour obtenir des résultats précis, le rapport entre la perméabilité la plus forte et la perméabilité la plus faible ne devra pas dépasser 10^5 .

Pour simuler un matériau quasiment imperméable (par exemple du béton ou du rocher sain), l'utilisateur devra saisir une perméabilité inférieure à celle des sols voisins au lieu de donner la perméabilité réelle.

En général, un facteur de contraste de 1000 avec les autres couches est suffisant pour obtenir des résultats satisfaisants.

3.6 PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES AVANCÉES (ADVANCED GENERAL PROPERTIES) :

Le bouton Advanced de l'onglet General peut être cliqué pour entrer des paramètres additionnels pour des modélisations de sols avancées.

Une des caractéristiques avancées permet la variation de la perméabilité durant une analyse de la consolidation. Ceci est obtenu en entrant une valeur adéquate pour le Paramètre C_k et pour l'indice des vides.

3.7 VARIATION DE LA PERMEABILITE (CK) :

Par défaut, la valeur de C_k dans le groupe Change of permeability est égale à 10^{15} , ce qui signifie qu'aucune variation de la perméabilité n'est prise en compte. En entrant une valeur réelle, la perméabilité changera selon la formule:

$$\log\left(\frac{k}{k_0}\right) = \frac{\Delta e}{C_K} \quad [\text{IV} - 01]$$

Où Δe est la variation de l'indice des vides, k est la perméabilité de calcul et k_0 est la valeur saisie pour la perméabilité dans les données ($=k_x$ et k_y). Il est recommandé de n'utiliser l'évolution de la perméabilité qu'avec le modèle de sols mous (avec fluage) (Soft Soil creep model).

Dans ce cas, la valeur de C_k est généralement du même ordre de grandeur que l'indice de compression C_c . Pour tous les autres modèles, la valeur de C_k devrait être laissée à sa valeur par défaut de 10^{15} .

3.8 INDICE DES VIDES (e_{init} , e_{min} , e_{max}) :

L'indice des vides e est lié à la porosité n ($e = n / (1-n)$). Cette quantité est utilisée dans certaines options particulières. La valeur initiale e_{init} est la valeur dans les conditions initiales. L'indice des vides réel est calculé à chaque pas de calcul à partir de la valeur initiale et de la déformation volumique $\Delta \epsilon_v$.

En plus de e_{init} , une valeur minimale e_{min} et une valeur maximale e_{max} peuvent être entrées. Ces valeurs sont reliées aux densités minimum et maximum qui peuvent être atteintes par le sol.

Quand le modèle de sol avec écoulement (Hardening Soil) est employé avec une certaine valeur (positive) pour la dilatance, la dilatance mobilisée est mise à zéro dès que l'indice des vides maximum est atteint (arrêt de la dilatance). Pour les autres modèles, cette option n'est pas disponible.

Cependant, pour éviter l'arrêt de la dilatance dans le modèle de sol avec écoulement, l'option peut être désactivée dans la fenêtre de propriétés générales avancées (Advanced general properties).

3.9 LE MODULE D'YOUNG (E) :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

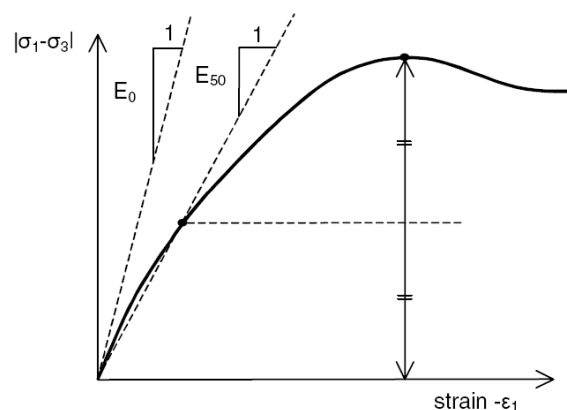


Figure IV-2. Définition de E_0 et de E_{50} .

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface.

De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire.

En outre, la raideur observée pour un sol en termes de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte.

Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS, ceux-ci sont décrits dans le manuel Material Models. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur.

3.10 LE COEFFICIENT DE POISSON (ν) :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson ν_0 .

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de ΣM_{weight} de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport :

$$k = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad [IV - 02]$$

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de :

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad [IV - 03]$$

Pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 .

Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle.

Dans le cas d'un comportement non draine, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner Undrained comme type de comportement. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495.

Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

3.11 COHESION (C) :

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

3.12 L'ANGLE DE FROTTEMENT (φ) :

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement au moyen des cercles de contrainte de Mohr.

3.13 L'ANGLE DE DILATANCE (Ψ) :

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement.

Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi = \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

3.14 RIGIDE (RIGID):

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques.

Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à $R_{inter} = 1,0$). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance ψ , sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson ν .

3.15 GENERATION DU MAILLAGE :

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis.

Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le comportement des structures.

PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. Le générateur de maillage est une version spéciale du générateur de maillage Triangle développé par Sepra¹. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés.

Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

La donnée nécessaire au générateur de maillage est le modèle géométrique composé de points, de lignes et de couches (surface délimitée par des lignes) ; ces dernières sont générées automatiquement pendant la création du modèle géométrique. Les lignes et les points de la géométrie peuvent permettre d'influencer la position et la distribution des éléments.

La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Generate depuis le menu Mesh. La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d'affinage dans le menu Mesh.

Après la génération du maillage, le programme de résultats (Output) est lancé et une représentation du maillage est affichée. Bien que les éléments d'interface aient une épaisseur nulle, les interfaces sont dessinées avec une certaine épaisseur dans le maillage, afin de permettre de voir les jonctions entre les éléments du sol et les interfaces. Cette représentation des jonctions (Connectivity plot) est aussi

disponible comme option de résultats. Le facteur d'échelle peut être utilisé pour réduire l'épaisseur graphique des interfaces. Pour retourner au programme Input, il faut cliquer sur le bouton Update.

3.15.1 Recommandations pour la génération d'un maillage :

Afin de réaliser des calculs efficaces avec les éléments finis, une analyse préliminaire doit être menée avec un maillage grossier. Cette analyse permet de vérifier si le modèle géométrique est suffisamment grand et de voir où apparaissent les concentrations importantes de contraintes et les gradients élevés de déformations. Ces informations permettront de créer un modèle aux éléments finis raffiné.

Pour créer efficacement un maillage détaillé d'éléments finis, il est préférable de choisir la finesse globale adéquate (Global coarseness) depuis le menu (Mesh). Ensuite, si des raffinements locaux sont souhaités, il vaut mieux commencer par raffiner les couches, les lignes puis les points. Si nécessaire, des coefficients locaux de taille des éléments peuvent être définis directement pour des points.

3.15.2 Conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

La commutation entre ces deux modes se fait au moyen du bouton "bascule" dans la barre d'outils. Les conditions initiales permettent un retour au mode géométrique, mais cette opération est à déconseiller puisque des informations relatives aux conditions initiales seront perdues.

3.15.3 Conditions hydrauliques :

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles p_{active} et les contraintes effectives σ' . Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties: les pressions interstitielles permanentes p_{steady} et les surpressions interstitielles p_{excess} :

$$P_{active} = P_{steady} + P_{excess} \quad [IV - 04]$$

Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainé (Undrained). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés.

Une analyse en consolidation peut permettre de calculer la dissipation de ces surpressions en fonction du temps. Au cours de ces calculs, le développement des surpressions est déterminé par les paramètres de perméabilité (Permeability) plutôt que par le type de comportement du matériau.

Les pressions interstitielles permanentes proviennent d'une situation hydraulique en équilibre.

Un tel état est obtenu quand les conditions hydrauliques extérieures restent constantes au cours d'une longue période. Afin d'obtenir un état d'équilibre, il n'est pas nécessaire que les pressions interstitielles soient par elles-mêmes en équilibre statique (i.e. une nappe phréatique horizontale) puisque des situations avec écoulement ou suintement peuvent conduire à un régime d'équilibre permanent.

Les pressions interstitielles permanentes et les pressions hydrauliques externes (appelées water pressures) sont générées dans le mode des conditions hydrauliques (Water conditions mode). Cette génération est facile, à partir de nappes phréatiques (calcul hydrostatique) ; il est également possible (autre alternative) d'effectuer un calcul d'écoulement en régime permanent. Celui-ci nécessite la donnée des conditions aux limites pour l'écoulement, qui sont déduites, par défaut, du niveau général de la nappe phréatique.

Les pressions d'eau peuvent également être obtenues à partir du programme PLAXIS séparé pour les écoulements non saturés et transitoires (PLAXFLOW). Ce programme est disponible en tant qu'extension de la Version 8. Bien que les écoulements transitoires ne donnent généralement pas de pressions interstitielles permanentes, les pressions interstitielles obtenues avec ce programme sont traitées comme si elles étaient permanentes dans une analyse en déformations.

Le mode des conditions hydrauliques peut être ignoré dans des projets qui n'impliquent pas de pressions d'eau. Dans ce cas, le toit de la nappe phréatique est placé en bas du modèle géométrique et les pressions interstitielles et pressions hydrauliques externes sont prises nulles.

3.15.4 Nappes phréatiques :

Les pressions interstitielles et les pressions hydrauliques extérieures peuvent être générées à partir de nappes phréatiques. Une nappe phréatique représente des points où la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique. En utilisant une nappe phréatique, la pression de l'eau augmentera linéairement avec la profondeur en fonction du poids volumique de l'eau (c'est-à-dire que la variation de pression est hydrostatique). Avant d'entrer un niveau de nappe phréatique, l'utilisateur doit saisir le poids volumique de l'eau.

L'option qui permet de générer des nappes phréatiques peut être sélectionnée à partir du menu Geometry ou en cliquant sur le bouton correspondant de la barre d'outils. La saisie d'une nappe phréatique est semblable à la création d'une ligne géométrique. Les nappes phréatiques sont définies par deux points ou plus.

Ces points peuvent être saisis de la gauche vers la droite (sens des x croissants) ou vice-versa (sens des x décroissants). Les points et les lignes sont superposés au modèle géométrique, mais ils n'interagissent pas avec le modèle géométrique. L'intersection entre une nappe phréatique et une ligne géométrique existante ne crée pas de point géométrique supplémentaire.

Si une ligne phréatique ne couvre pas toute l'échelle des x du modèle géométrique, la nappe phréatique est considérée comme s'étendant horizontalement du point le plus à gauche jusqu'à moins l'infini et du point le plus à droite jusqu'à plus l'infini.

Au-dessus de la nappe, les pressions interstitielles seront nulles, et en dessous, il y aura une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, tout au moins lorsque la pression d'eau est générée à partir des niveaux phréatiques. La génération de ces pressions est réalisée en sélectionnant l'option Generate water pressures.

3.15.5 Nappe phréatique générale :

Si aucune couche n'est sélectionnée et qu'une nappe phréatique est dessinée, celle-ci sera considérée comme la nappe phréatique générale (General phreatic level). Par défaut, la nappe phréatique générale est située en bas du modèle géométrique ; lors de la définition d'une nouvelle nappe, l'ancienne nappe phréatique est remplacée. La nappe phréatique générale permet de générer une distribution hydrostatique des pressions interstitielles pour l'ensemble de la géométrie. La nappe phréatique générale est, par défaut, assignée à toutes les couches de la géométrie.

Si la nappe phréatique générale est en dehors du modèle géométrique et que la limite correspondante est une frontière ouverte, les pressions hydrauliques extérieures seront générées à partir de cette nappe. Ceci s'applique également dans le cas des frontières ouvertes créées par l'excavation (desactivation) d'une couche de sol dans le cadre d'une construction par étapes (Staged construction).

Le programme de calcul considérera les pressions hydrauliques extérieures comme des charges réparties qui seront prises en compte en plus du poids du sol et des pressions interstitielles sous le contrôle du coefficient ΣM_{weight} .

Les pressions hydrauliques extérieures sont calculées de manière à ce que l'équilibre des pressions hydrauliques soit respecté de part et d'autre de la limite. Toutefois, si la nappe phréatique ne croise pas

la limite géométrique en un point existant, les pressions hydrauliques extérieures ne pourront pas être calculées précisément. Ceci s'explique parce que la valeur de la pression hydraulique extérieure n'est définie qu'aux deux extrémités de la ligne géométrique et que celle-ci ne peut varier que linéairement le long de cette ligne géométrique. Ainsi, pour calculer les pressions hydrauliques extérieures précisément, la nappe phréatique générale ne devra croiser les limites géométriques qu'en des points définis de la géométrie.

Cette condition devra être prise en compte dès la création du modèle géométrique. Si nécessaire, un point additionnel peut être introduit dans ce but sur la limite géométrique.

La nappe phréatique générale peut également être utilisée pour créer une condition limite pour l'écoulement dans le cas où les pressions interstitielles sont calculées à partir d'un calcul d'écoulement.

3.16 GENERATION DES PRESSIONS HYDRAULIQUES

Après la saisie des nappes phréatiques ou la saisie de conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, les pressions hydrauliques peuvent être générées. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures) (croix bleues) situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Water pressures depuis le menu Generate.

Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement.

La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps.

3.16.1 Génération à partir de la nappe phréatique :

La génération au moyen de nappes phréatiques (Phreatic levels) est basée sur la saisie d'une nappe phréatique générale, des nappes phréatiques de couche et des autres options.

Cette génération est directe et rapide. Lorsque les pressions hydrauliques sont générées à partir de nappes phréatiques et que des couches ont été désactivées dans la configuration géométrique initiale, aucune distinction n'est faite entre couches actives et couches inactives.

Cela signifie que les pressions interstitielles en régime permanent sont générées aussi bien pour les couches actives que pour les couches inactives, en fonction du niveau de la nappe phréatique correspondante. Si l'utilisateur décide d'éliminer les pressions hydrauliques dans certaines couches, l'option Cluster dry doit être sélectionnée ou alors une nappe phréatique doit être définie sous la couche.

3.16.2 Génération à partir d'un calcul d'écoulement :

PLAXIS comprend un module de calcul d'écoulement permanent. La génération des pressions hydrauliques en utilisant un calcul d'écoulement (Groundwater calculation) est basée sur un calcul aux éléments finis utilisant le maillage généré, les perméabilités des couches de sol et les conditions aux limites de l'écoulement (potentiel hydraulique imposé et limites d'écoulement fermées). Cette génération est plus complexe et prend donc plus de temps qu'une génération à partir de la nappe phréatique, mais les résultats sont plus réalistes, à condition que les données supplémentaires soient correctement choisies.

Quand des couches ont été désactivées dans le mode de configuration de la géométrie (Geometry configuration mode), les couches inactives ne sont pas prises en compte dans le calcul d'écoulement lui-même, mais la pression interstitielle aux points de contrainte situés dans les couches inactives est déterminée après à partir de la nappe phréatique générale (General phreatic level). Par conséquent, si des couches inactives sont situées (en partie) sous la nappe phréatique générale, il y aura une distribution de pressions hydrostatiques en-dessous de la nappe phréatique générale, alors que la pression hydraulique au-dessus de la nappe phréatique générale sera nulle dans ces couches.

La fenêtre de génération des pressions hydrauliques (Water pressure window) permet de basculer directement dans le mode de configuration géométrique (Geometry configuration mode) pour activer ou désactiver des couches de sol. Cela peut être fait en cliquant sur le bouton de changement de configuration (Change configuration). Après que la sélection voulue a été effectuée, l'utilisateur peut retourner au mode de génération des pressions hydrauliques en cliquant sur le bouton Continue de la barre d'outils).

Lorsque l'option Groundwater calculation est sélectionnée, il est nécessaire de choisir les valeurs des paramètres de contrôle de la procédure itérative. En général, les réglages standards (Standard settings) peuvent être utilisés.

3.16.3 Génération des contraintes initiales (procedure k0) :

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale $\sigma'_{v,0}$. La contrainte effective horizontale initiale $\sigma'_{h,0}$ est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0 :

$$\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0} \quad [\text{IV} - 05]$$

Dans PLAXIS, les contraintes initiales peuvent être générées en spécifiant K_0 ou en utilisant le chargement gravitaire (Gravity loading). La génération des contraintes initiales à partir de la donnée de K_0 peut être effectuée en cliquant sur le bouton Generate initial stresses (croix rouges) dans la barre d'outils, ou en sélectionnant l'option Initial stresses depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaîtra alors et les valeurs de K_0 , ainsi que d'autres paramètres, pourront être saisies dans un tableau

3.16.4 Début des calculs :

Après la génération des contraintes initiales, la création de la situation initiale du modèle est terminée. En cliquant sur le bouton Calculate de la barre d'outils, une boîte de dialogue apparaît dans laquelle l'utilisateur peut sauvegarder les données. Ceci peut être réalisé en utilisant le nom de fichier existant (en appuyant sur <Yes>) ou en utilisant un nouveau nom (en appuyant sur <Save as>).

Cette dernière option peut aussi permettre de créer une copie du modèle généré auparavant. Le gestionnaire de fichiers apparaît alors, et un nouveau nom peut y être spécifié. Si un nouveau modèle est créé (qui n'a jamais été sauvé), un nom de fichier doit être donné dans les deux cas. En appuyant sur le bouton <No>, les données ne seront pas sauvées ; par conséquent, toutes les données saisies depuis la sauvegarde précédente (ou la création du modèle) seront perdues. En appuyant sur le bouton Cancel, la boîte de dialogue sera fermée et le menu des conditions initiales du programme Input réapparaîtra. Dans tous les autres cas (<Save>, <Save as> et <No>), le programme de saisie des données est fermé et le programme Calculation est lancé.

3.17 CALCUL :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (plastique,

consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Updated mesh (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

3.17.1 Le programme de calcul :

Cette icône représente le programme de calcul (Calculations). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents.

Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<More files>>>.

Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton Calculate depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît.

3.17.2 Définition d'une phase de calcul :

Considérons un nouveau projet pour lequel aucune phase de calcul n'a encore été définie.

Dans ce cas, la liste des calculs ne contient qu'une seule ligne référencée phase initiale (Initial phase) pour laquelle le numéro de phase est 0. Cette ligne représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme Input.

La phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs. Pour introduire la première phase de calcul du projet en cours, il suffit d'appuyer sur le bouton Next situé au-dessus de la liste des phases ; une nouvelle ligne apparaît alors. L'option Next phase peut également être sélectionnée à partir du menu Edit. Lorsque le programme de calcul a été lancé à partir du menu des conditions initiales dans le programme d'entrée des données en cliquant sur le bouton Calculate, la première phase de calcul, non définie, a été automatiquement introduite.

Lorsqu'une nouvelle phase de calcul est introduite, celle-ci doit être définie. Les onglets General, Parameters et Multipliers dans la partie supérieure de la fenêtre principale, sont prévus à cet effet. En appuyant sur les touches Enter ou Tab du clavier après l'entrée de chaque paramètre, l'utilisateur est guidé vers chacun des autres paramètres. La plupart d'entre eux ont une valeur par défaut, ce qui simplifie l'entrée des données.

En général, seuls quelques paramètres doivent être définis pour une phase de calcul. On trouvera plus de détails sur les différents paramètres dans les sections qui suivent. Quand tous les paramètres ont été définis, l'utilisateur peut choisir de définir une autre phase de calcul ou de lancer le processus de calcul. L'introduction et la définition d'une autre phase de calcul se fait de la même manière que précédemment.

Le processus de calcul se lance en cliquant sur le bouton Calculate de la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Current project du menu Calculate. Il n'est pas nécessaire de définir toutes les

phases de calcul avant le début du processus de calcul puisque le programme permet de définir de nouvelles phases de calcul après que les précédentes ont été calculées.

3.17.3 Insertion et suppression de phases de calcul :

Lors de l'insertion ou de la suppression de phases de calcul, il ne faut pas oublier que la condition de départ pour les phases suivantes changera et devra être modifiée manuellement si nécessaire. De façon générale, une nouvelle phase de calcul est définie à la fin de la liste des phases grâce au bouton Next. Il est toutefois possible d'insérer une nouvelle phase de calcul entre deux phases existantes. Cela se fait en appuyant sur le bouton Insert. Par défaut, la nouvelle phase démarrera des résultats de la phase qui précède dans la liste, comme indiqué par le compteur Start from. Cela signifie que les états des couches actives, des éléments de structure, des charges, des conditions hydrauliques et des multiplicateurs sont celles de la phase précédente.

L'utilisateur doit définir de nouvelles caractéristiques pour la phase insérée de la même manière qu'il le fait pour une nouvelle phase à la fin de la liste. La phase suivant la phase insérée gardera l'indication Start from antérieure et ne commencera pas automatiquement à partir de la phase insérée. Si l'on veut que la phase suivante débute à partir de la phase insérée, il faudra l'indiquer manuellement en changeant le paramètre Start from phase dans l'onglet General. Dans ce cas, il faut que cette phase suivante soit redéfinie complètement car les conditions initiales ont changé. Cela peut également avoir des conséquences sur les autres phases suivantes.

En outre, il est aussi possible de supprimer des phases. Ceci se fait en sélectionnant la phase à supprimer puis en cliquant sur le bouton Delete. Avant de supprimer une phase, il faut vérifier qu'aucune phase ultérieure ne se réfère à celle-ci dans la colonne Start from.

Après confirmation de la suppression, toutes les phases dont l'indication Start from se reportait à la phase supprimée, seront modifiées automatiquement de manière à ce que celle-ci se réfère à la phase précédant la phase supprimée. Néanmoins, il est nécessaire de redéfinir précisément ces phases puisque les conditions de départ ont changé.

3.17.4 Caractéristiques générales des calculs :

Les données introduites à l'aide de l'onglet General permettent de définir les caractéristiques générales d'une phase de calcul.

3.17.4.1 Phase:

Les divers éléments du groupe Phase peuvent être utilisés pour identifier une phase de calcul et pour déterminer l'ordre des phases de calcul en sélectionnant celle qui sera prise comme point de départ pour chaque étape de calcul.

3.17.4.2 Calculation type:

Les choix faits dans les deux cases du groupe Calculation type déterminent le type de calcul utilisé.

3.17.4.3 Comments et log info:

La case Log info affiche les messages générés pendant le calcul aux éléments finis. La case Comments permet de stocker les informations relatives à une phase de calcul en particulier.

3.17.5 Identification et ordre des phases :

La case Phase de l'onglet General indique le numéro de la phase et un texte d'identification pour la phase de calcul en cours. PLAXIS assigne automatiquement un numéro, qui ne peut pas être changé par l'utilisateur, à chaque phase de calcul. Par défaut, le texte d'identification est <Phase #>, où # est le numéro de la phase en cours ; toutefois, ce texte peut être changé par l'utilisateur pour donner un nom

plus explicite. Le texte d'identification et le numéro de la phase apparaissent dans la liste de calcul dans la partie inférieure de la fenêtre.

De plus, le paramètre Start from phase doit être choisi dans le menu déroulant de la case Phase. Ce paramètre se reporte à la phase de calcul à partir de laquelle la phase en cours débute (c'est la phase de référence). Par défaut, c'est la phase précédente qui est sélectionnée, mais si d'autres phases de calcul ont déjà été définies, la phase de référence peut être toute phase antérieure. Il n'est pas possible de sélectionner une phase qui apparaît après la phase courante dans la liste de calcul.

Lorsqu'une seule phase de calcul a été définie, il est évident que les calculs démarreront de l'état génère par les conditions initiales du programme d'entrée des données. Cependant, les phases de calcul ultérieures pourront également commencer à partir de la phase initiale. C'est le cas si différents chargements ou séquences de chargement sont à considérer séparément pour un projet (solutions variantes par exemple).

Un autre exemple de phasage complexe est le cas de plusieurs étapes de construction intermédiaires pour lesquelles on veut analyser la sécurité. Dans PLAXIS, ces analyses sont basées sur la méthode de réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c Reduction), jusqu'à obtenir la rupture. Quand le processus de construction est poursuivi, la nouvelle étape devra commencer à partir de l'étape précédente de construction proprement dite plutôt qu'à partir des résultats obtenus lors de l'analyse de sécurité. Une alternative à ce phasage consiste à réaliser toutes les analyses de sécurité pour les différentes étapes de construction à la fin du processus de calcul. Dans ce cas, le paramètre Start from phase devra correspondre aux diverses étapes de construction.

3.17.6 Types de calculs :

Le type de calcul d'une phase (Calculation type) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut à droite de l'onglet General. Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts : un calcul plastique (Plastic), une analyse de consolidation (Consolidation) et un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction). Un calcul dynamique (Dynamic) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

3.17.7 L'analyse de la consolidation :

Une analyse de la consolidation (Consolidation) doit être choisie dès qu'il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux. PLAXIS permet de vraies analyses de consolidation élasto-plastiques. En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non drainée.

Il est aussi possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de la consolidation. Cependant, il faut être vigilant lorsque l'on approche de la rupture, puisque le processus itératif peut ne pas converger dans de tels cas. Notons que certaines des limitations de PLAXIS Version 7 quant aux analyses de consolidation ont été améliorées dans cette version. Par exemple, il est maintenant possible d'appliquer des étapes de construction dans le temps dans une analyse de consolidation. De plus, les analyses de consolidation peuvent être réalisées dans le cadre des grandes déformations. Veuillez vous reporter au manuel scientifique (Scientific Manual) pour plus de détails sur la formulation théorique.

3.18 PROCEDURES D'APPLICATION DU CHARGEMENT :

Quand la plasticité du sol est prise en compte dans un calcul aux éléments finis, les équations ne sont plus linéaires, ce qui signifie que chaque phase de calcul doit être résolue de manière itérative, par l'application de plusieurs pas de chargement. Un élément important de la procédure de résolution non linéaire est le choix de la taille des pas et du type d'algorithme à utiliser.

Pour chaque pas de chargement, les erreurs d'équilibre dans la solution sont réduites successivement par une série d'itérations. La procédure d'itération est basée sur une méthode des contraintes initiales accélérée. Si le pas de calcul est de taille adéquate, le nombre d'itérations qu'il faudra pour obtenir l'équilibre sera relativement petit, environ cinq à dix en général. Si la taille du pas de calcul est trop faible, il faudra plus de pas pour atteindre le niveau de chargement souhaité et cela pourra prendre beaucoup de temps. A l'inverse, si le pas de calcul est trop grand, soit le nombre d'itérations pour atteindre l'équilibre sera très important, soit la procédure divergera.

Dans PLAXIS, plusieurs procédures sont disponibles pour la résolution des problèmes de plasticité non-linéaire. Toutes les procédures sont basées sur une sélection automatique de la taille des pas de calcul. Les procédures suivantes sont disponibles: Load advancement ultimate level, Load advancement number of steps et Automatic time stepping. Les utilisateurs ne doivent pas s'inquiéter quant à la sélection de la bonne procédure, puisque PLAXIS utilisera automatiquement la procédure la plus appropriée pour garantir une performance optimale. Les procédures d'application du chargement sont contrôlées par un certain nombre de paramètres de contrôle du calcul.

3.19 PARAMETRES DE CONTROLE DU CALCUL :

L'onglet Parameters est employé pour définir les paramètres de contrôle d'une phase de calcul et de la procédure de résolution correspondante.

3.19.1 Les pas additionnels (Additional steps)

Ce paramètre précise le nombre maximum de pas de calcul (pas de chargements) réalisés dans une phase de calcul. Si le type de calcul sélectionné est un calcul plastique (Plastic) ou une analyse de consolidation (Consolidation) et que le paramètre Loading input est fixé sur Staged construction, Total multipliers ou Minimum pore pressure, alors le nombre de pas additionnels (Additional steps) est une limite supérieure du nombre de pas de calculs qui seront exécutés.

En général, il est souhaité qu'un tel calcul soit terminé pour un nombre de pas de calculs inférieur au nombre de pas additionnels et s'arrête selon le premier ou le troisième critère décrit dans (Prescribed ultimate state reached ou Soil body collapses). Si un tel calcul atteint le nombre maximal de pas additionnels, cela signifie en général que le niveau final n'a pas été atteint.

Par défaut, le paramètre Additional steps est fixé à 250, ce qui est généralement suffisant pour réaliser une phase de calcul. Cependant, ce nombre peut être changé dans l'intervalle 1 à 1000.

3.19.2 Construction par étapes :

La construction par étapes (Staged construction) est le type de chargement (Loading input) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de Plaxis, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique.

La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie. Pour mener un calcul de construction par étapes, il est d'abord nécessaire de créer un modèle géométrique qui inclut tous les objets utiles au calcul.

Les objets qui ne sont pas nécessaires au début du calcul seront désactivés dans la configuration géométrique initiale à la fin du programme Input. L'analyse d'une construction par étapes peut être effectuée au cours d'un calcul plastique aussi bien que pour une analyse de consolidation. Dans l'onglet Parameters, l'option Staged construction peut être sélectionnée dans la case Loading input. En double-cliquant sur le bouton Define, le programme Input est lancé et la fenêtre de construction par étapes apparaît. Cette fenêtre est semblable à la fenêtre des conditions initiales, mis à part le fait que les options qui n'ont de sens que pour les conditions initiales (comme la procédure K_0) ne peuvent être sélectionnées.

Il est aussi impossible d'accéder à la fenêtre géométrie du programme Input à partir de la fenêtre de construction par étapes. D'autre part, des options spécifiques au mode de construction par étape sont disponibles.

3.19.3 Activation ou modification des chargements :

Les charges créées pendant la définition de la géométrie sont désactivées dans la situation initiale, mais elles peuvent être réactivées en utilisant un processus de construction par étapes.

Comme pour les éléments de structure, les chargements peuvent être activés ou désactivés en cliquant une fois dessus dans le modèle géométrique. Les charges actives sont dessinées dans leur couleur d'origine, alors que les charges désactivées sont dessinées en gris.

Lors de l'activation de charges, la valeur réelle du chargement appliqué durant le calcul est déterminée par la donnée du chargement et le multiplicateur de chargement correspondant (ΣloadA ou ΣloadB).

3.20 EXECUTION DE LA PROCEDURE DE CALCUL :

Lorsque les phases de calcul ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être exécutée. Avant de la lancer, il est cependant préférable de vérifier la liste des phases de calcul. En principe, toutes les phases de calcul signalées par une flèche bleue seront exécutées dans la procédure de calcul.

Par défaut, si l'on définit une phase de calcul, celle-ci sera automatiquement sélectionnée pour les calculs. Une phase de calcul précédemment exécutée est marquée d'une coche verte si le calcul est parvenu à son terme, sinon elle est indiquée par une croix rouge. Pour sélectionner ou désélectionner une phase de calcul à exécuter, il faudra soit double-cliquer sur la ligne correspondante, soit appuyer sur le bouton droit de la souris au niveau de la ligne correspondante puis sélectionner l'option Mark calculate ou l'option Unmark calculate dans le menu du curseur.

3.21 RESULTATS AFFICHES PENDANT LES CALCULS :

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif sont présentées dans une fenêtre séparée. Ces informations comprennent les valeurs courantes des facteurs multiplicateurs totaux de chargement ainsi que d'autres paramètres pour la phase en cours de calcul.

3.22 SELECTION DE PHASES DE CALCUL POUR LES RESULTATS (OUTPUT)

Lorsque le processus de calcul est achevé, la liste de calcul est remise à jour. Les phases de calcul achevées sont marquées d'une coche verte, alors que celles qui ont échoué sont indiquées par une croix rouge. De plus, les messages apparus dans les calculs sont affichés dans la boîte Log info de l'onglet General.

Lorsqu'une phase de calcul sélectionnée a été achevée, la barre d'outils propose le bouton Output. En choisissant une phase de calcul terminée puis en cliquant sur le bouton Output, les résultats de la phase sélectionnée sont directement affichés à l'aide du programme de résultats (Output). L'utilisateur peut choisir plusieurs phases de calcul en maintenant appuyé le bouton Shift du clavier pendant qu'il sélectionne les phases. En cliquant ensuite sur le bouton Output, les résultats de toutes les phases sélectionnées sont affichés dans des fenêtres séparées du programme Output. De cette manière, les résultats des différentes phases de calcul pourront être facilement comparés.

3.23 RESULTATS :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

L'ensemble des outils qui peuvent être sélectionnés depuis le programme de résultats est décrit dans ce chapitre.

3.23.1 Le programme de résultats (output) :

Cette icône représente le programme de résultats (Output). Celui-ci contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte ; celle-ci affiche le maillage déformé.

3.23.2 Le menu des résultats :

Le menu principal du programme Output contient des menus déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et voir des graphiques et des tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations. Par conséquent, ces deux aspects constituent la majeure partie du menu des résultats. Lorsqu'un modèle géométrique complet est affiché, le menu principal est constitué de différents menus: File, Edit, View, Geometry, Deformations, Stresses, Window et Help. Selon le type de données présentées dans une forme de résultats, le menu changera.

3.24 COURBES CHARGE-DEPLACEMENT ET CHEMINS DE CONTRAINTE :

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge ou temps-déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol. Les points au niveau desquels les courbes sont générées doivent être choisis avec l'option Select points for curves dans le programme de calcul avant de lancer le processus de calcul. La distinction est faite entre les nœuds et les points de contrainte.

En General, les nœuds sont utilisés pour générer les courbes charge-déplacement alors que les points de contrainte servent pour les courbes contraintes-déformations et les chemins de contrainte. Un maximum de 10 nœuds et 10 points de contrainte peuvent être sélectionnés.

Pendant les calculs, les résultats relatifs à ces points sont stockés dans les fichiers de données des courbes ; ces informations sont utilisées ensuite pour générer les courbes. Il n'est pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés puisque les informations requises ne sont pas disponibles dans les fichiers de données des courbes.

3.25 LE PROGRAMME COURBE (CURVES) :

Cette icône représente le programme Curves. Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. Au début du programme Curves, il faut choisir entre ouvrir une courbe existante et en créer une nouvelle. Si New chart est sélectionné, la fenêtre Curve generation apparaît, dans laquelle les paramètres de génération de courbes sont réglés.

En sélectionnant Existing chart, la fenêtre de sélection permet un choix rapide de l'une des quatre courbes les plus récentes. Si le graphique à sélectionner n'apparaît pas dans la liste, l'option <<<More files>>> peut être utilisée.

Le gestionnaire de fichiers général apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires disponibles et de choisir le fichier graphique de PLAXIS souhaité (*.G## où ## est un numéro compris entre 00 et 99). Après la sélection d'un projet existant, le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale.

4 MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU CSD DU GRAND GROUPEMENT DE TLEMCEEN SAF-SAF

4.1 INTRODUCTION :

Lors de la conception et l'étude d'un CSD, le concept de la géomécanique intervient à de nombreux niveaux. Nous étudierons dans cette partie, la stabilité des flancs de casier, le tassement et la consolidation du sol en place et du massif de déchets.

4.2 PRESENTATION DU PROJET :

Le Centre de Stockage des Déchets du grand groupement de Tlemcen se situe sur le tiers médian du versant oriental du "Djebel El Hadid" avec une altitude de 620 mètres dans la partie supérieure du dit versant et de 590 mètres dans sa partie inférieure.

D'une manière générale, Le centre de stockage des déchets du grand groupement de Tlemcen est situé à l'est du chef lieu de wilaya d'une distance de 07 kilomètres sur la route RN2 menant vers Bensekrane, aux coordonnées suivants : X : 138.200/Y : 188.200/Z : 640 mètres.

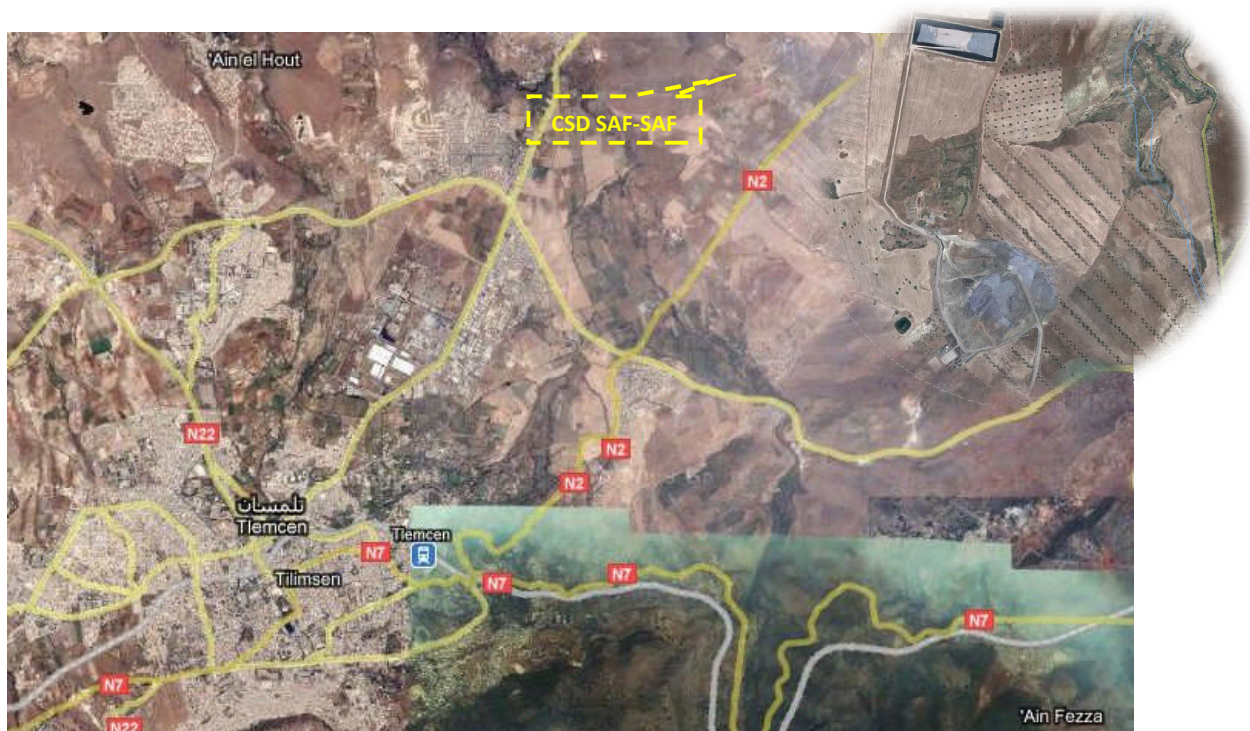


Figure IV-3. Situation géographique de CSD Saf-Saf.

Le premier casier de stockage de déchets du CSD s'étend sur 03 hectares d'une capacité de 400000 m³ et d'une longévité minimale de 09 ans. Il est réalisé par des terrassements en terrain meuble et en terrain dur avec des remblais de la digue. Il est drainé sur un fond incliné avec ces talus de 1/1,5 de pente.

La sécurité du casier contre les risques d'infiltration des lixiviats repose sur :

L'étanchéification du fond par la pose d'une couche d'argile de 30 cm surmonté d'une géomembranes en PEHD de 1,5 mm recouverte d'une deuxième couche d'argile sur laquelle repose la couche de drainage de 50 cm d'épaisseur.

L'étanchéifications des talus par la pose d'une couche d'argile de 25 cm surmonté d'un géotextile non tissé d'une densité de 800 g/m² recouverte d'une géomembrane en PEHD de 1,5 mm l'épaisseur.

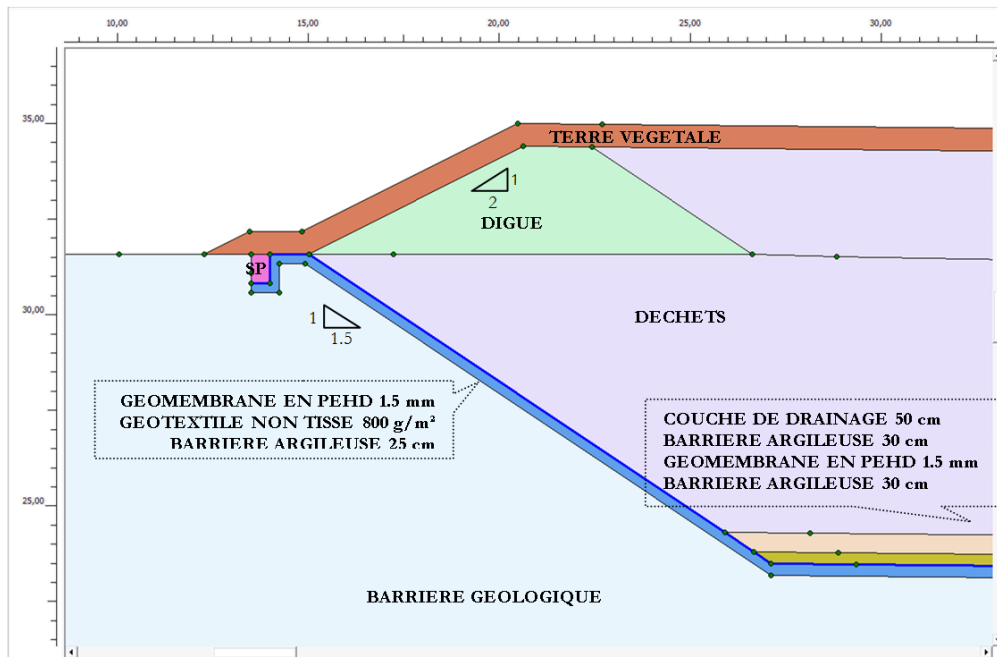


Figure IV-4. Vue en coupe du projet.

4.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

4.3.1 Propriétés des couches de sols :

Chacun des différents sols considérés est modélisé par un matériau linéaire-élastique dont les caractéristiques sont les suivantes : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , l'angle de dilatance ψ , la perméabilité horizontale k_x et verticale k_y .

Les paramètres utilisés dans l'analyse statique sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1. Propriétés des couches de sols.

Paramètres	Nom	Barrière géologique	Barrière argileux	Terre végétale**	Sable	Gravier *	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Non Drainé	Non Drainé	Non Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{dry}	16	15.8	15.5	17	16	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	18	18.1	19	20	18	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	1,0000E-9	8,000E-10	1,15E-6	1,15E-5	0,01	m/s
Perméabilité verticale	k_y	1,0000E-9	8,000E-10	1,15E-6	1,15E-5	0,01	m/s
Module d'Young	E_{ref}	10000	933,80	2000	13000	80000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0,35	0,3	0,3	0,3	0,3	-
Cohésion	c_{ref}	5	244	5	1	0,2	kN/m ²
Angle de frottement	φ	25	16	30	31	35	°
Angle de dilatance	ψ	0	0	0	0	5	°

* : Jacques Lérau, 2006 ** : Briançon L, 2001.

Les paramètres géotechniques du sol (barrière géologique et le sable) sont acquis de la bibliothèque du code PLAXIS.

4.3.2 Propriétés des géomembranes et des géotextiles :

La seule propriété d'un géotextile est la rigidité axiale EA. Cette dernière a été prise égale à 100 kN/m et correspond à un géotextile de type FIBERTEX F-800M. Pour la géomembrane, on saisi les propriétés présentées dans le Tableau IV-2.

Tableau IV-2. Propriétés de la géomembrane (Geosynthetic Research Institute).

Paramètres	Nom	Valeurs	Unité
Type de comportement	Matrial type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	183,33	kN/m
Rigidité de flexion	EI	3,44E-5	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	d	1,5	mm
Poids	w	1,41	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,33	-

4.3.3 Propriétés des déchets :

Les propriétés des déchets sont regroupées au Tableau IV-3.

Tableau IV-3. Propriétés des déchets.

Paramètres	Nom	Déchets	Unité	Références
Modèle type	Modèle	Mohr-Coulomb	-	-
Type de comportement	Type	Non Drainé	-	-
Poids volumique sec	γ_{dry}	07	kN/m ³	(i)
Poids volumique humide	γ_{wet}	07	kN/m ³	
Perméabilité horizontale	k_x	1,0000E-4	m/s	(ii)
Perméabilité verticale	k_v	1,0000E-4	m/s	
Module d'Young	E_{ref}	2122,50	kN/m ²	
Module oedométrique	E_{oed}	2857,14	kN/m ²	(iii)
Coefficient de Poisson	ν	0,30	-	
Cohésion	c_{ref}	24	kN/m ²	(iv)
Angle de frottement	φ	33	°	(iv)
Angle de dilatance	ψ	3	°	

(i) : Martin Pépin AINA., 2006.

(ii) : Beaven and Powri., 1995 citée par M.Zerhouni., 2008.

(iii) : Oweiss and R.P.Khera., 1991.

(iv) : Kavazanjian et al., 1994 citée par M.Zerhouni., 2008.

4.4 SURCHARGE :

Les surcharges appliquées sont calculées en prenant un compacteur statique à pied dameur de classe SP1. La masse linéique (M1/L) appliquées par le cylindre sur le sol est comprise entre 30 kg/cm et 60 kg/cm avec une longueur du cylindre (L) égale à 2,22 mètres (selon la norme NF P 98-736).

4.5 GENERATION DU MAILLAGE :

PLAXIS offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure IV-5) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme à titre d'exemple, le calcul de la rupture de sols incompressibles.

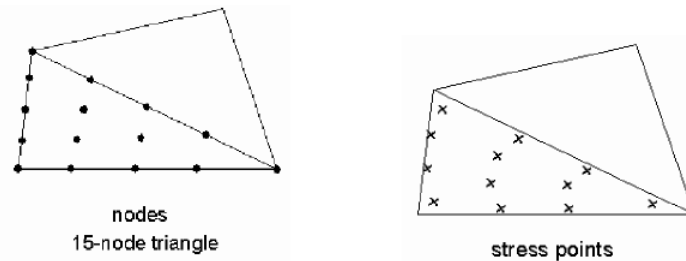


Figure IV-5. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

L'icône (maillage) permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur Medium, puis, on le raffine localement (en utilisant l'option Refine line) au niveau des géosynthétiques. Le maillage est présenté sur la Figure IV-6.

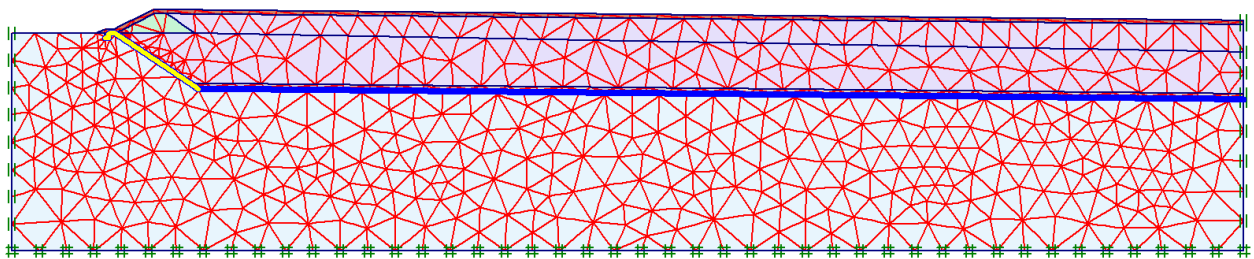


Figure IV-6. Maillage du projet.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure et les limites éloignées dans la direction x.

4.6 CONDITIONS INITIALES :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

4.6.1 Conditions hydrauliques (Figure IV-7):

Le niveau de la nappe phréatique initial est à 20 m de la surface. On doit maintenant définir les conditions aux limites pour la consolidation, utiliser pour cela les limites de consolidation fermées (closed consolidation boundary) sur les deux frontières gauche et droite du modèle (traits orange).

On peut ensuite calculer les pressions interstitielles initiales (croix bleu, option : phreatic level), il n'y a pas d'écoulement. La valeur maximale obtenue est de -118,74 Kpa.

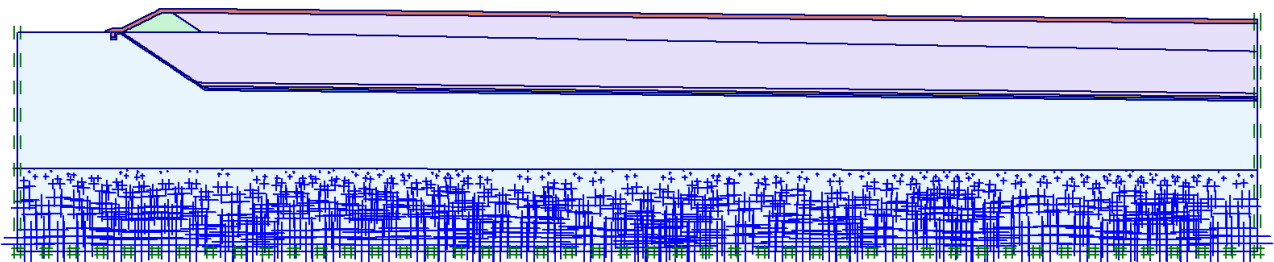


Figure IV-7. Génération des pressions interstitielles initiales.

4.6.2 Contraintes initiales (Figure IV-9):

L'initialisation des contraintes se fait en conditions K_0 . PLAXIS propose par défaut un K_0 selon la formule de Jaky que l'opérateur peut modifier. La valeur maximale est de -428,97KPa.

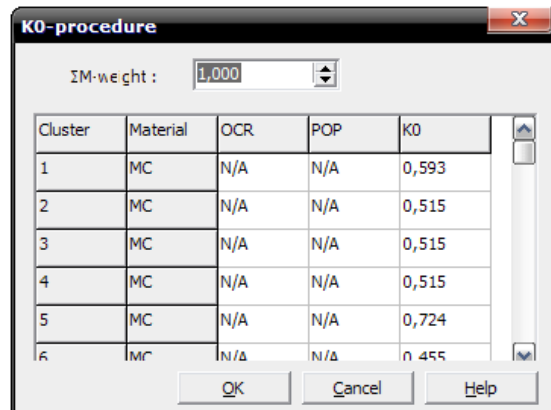


Figure IV-8. Choix de K_0 .

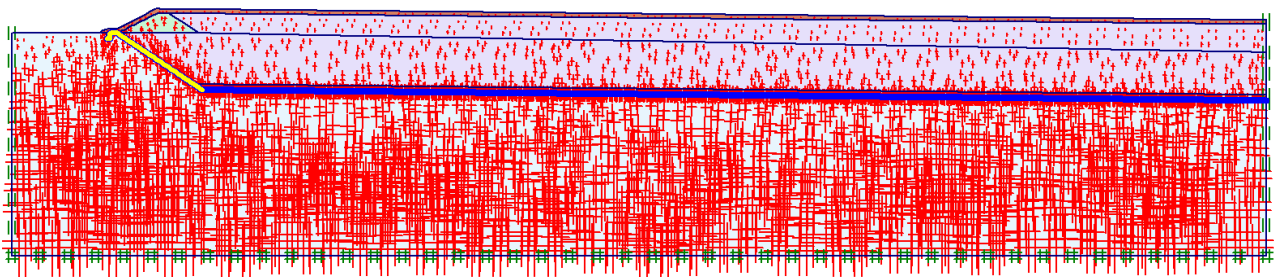


Figure IV-9. Génération des contraintes initiales.

4.7 PROCEDURE DE CALCULS

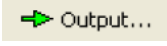
Le calcul du casier de stockage de déchets se fait en 10 phases dans l'ordre comme suit :

- **Phase 0 :** Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales ;
- **Phase 01 :** Un calcul plastique de casier vide avec et sans application de la surcharge en tête du talus par le modèle de Mohr-Coulomb ;
- **Phase 02 :** Un calcul de sécurité du casier vide avec et sans application de la surcharge en tête du talus (1/1,5) par la méthode (phi-c reduction) ;
- **Phase 03 :** Consolidation après la mise en place de la première couche de la barrière étanche de 30 cm (Argile) sur le fond et de 25 cm sur le flanc du casier ;
- **Phase 04 :** Consolidation après la mise en place de la deuxième couche de la barrière étanche de 30 cm (Argile) sur le fond du casier ;
- **Phase 05 :** Consolidation après la pose de la couche de drainage 30 cm (Gravier) sur le fond du casier ;
- **Phase 06 :** Consolidation après la mise en place de la couche inférieure de déchets ;
- **Phase 07 :** Consolidation après la construction de la digue périphérique autour du casier ;
- **Phase 08 :** Consolidation après la mise en place de la couche supérieure de déchets ;
- **Phase 09 :** Consolidation après la mise en place de la couverture en terre végétale de 60 cm d'épaisseur ;

- **Phase 10 :** Un calcul de sécurité de casier en fin d'exploitation avec application de la surcharge en tête du talus (1/2) par la méthode (phi-c reduction).

4.8 LES PRINCIPAUX RESULTATS

Le code PLAXIS offre la possibilité de faire une exploitation détaillée des calculs sous forme de tableaux, et courbes.

Les principaux résultats d'un calcul éléments finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis à priori. En cliquant sur le bouton  on obtient les résultats ci-dessous.

Nous allons donner les résultats de la première, deuxième, neuvième et de la dernière phase seulement.

4.8.1 Résultats de la première phase :

4.8.1.1 Déformation de maillage :

La déformation de maillage du casier vide avec surcharge en tête de talus (1/1,5) est représentée sur la Figure IV-10. On note un déplacement total maximum de $31,54 \times 10^{-3}$ m.

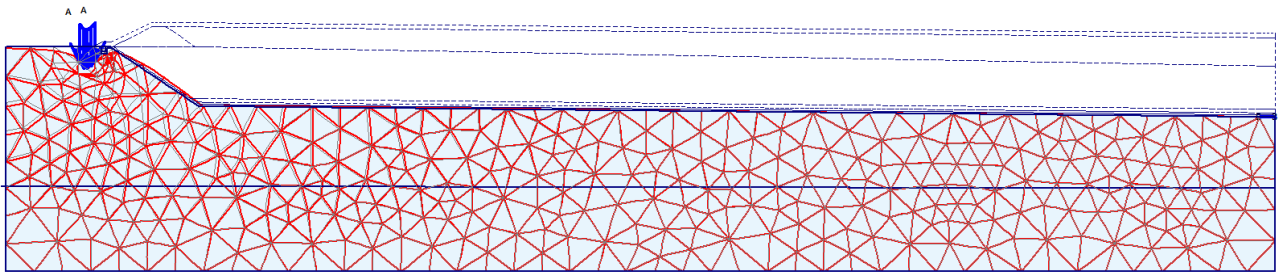


Figure IV-10. Déformation de maillage ($\times 100$) <Phase 1>.

4.8.1.2 Contraintes principales :

La contrainte principale effective maximum est de $-418,79 \text{ kN/m}^2$ (Figure IV-11).

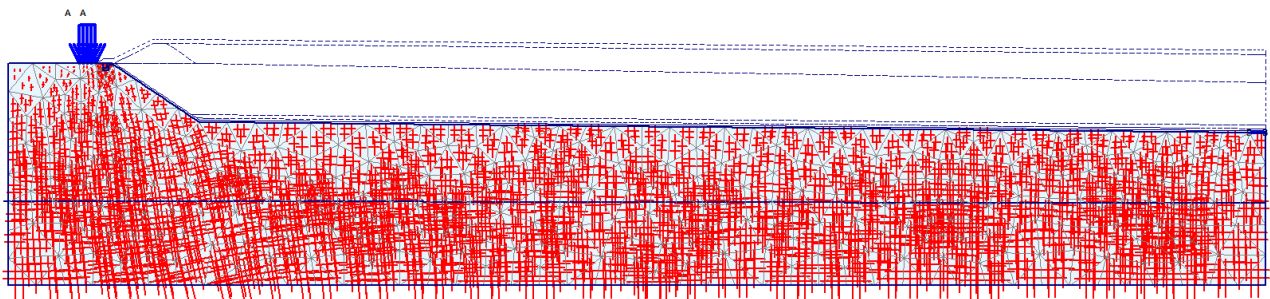


Figure IV-11. Répartition des contraintes effectives principales <Phase 1>.

La contrainte principale totale maximum est de $-501,12 \text{ kN/m}^2$ (Figure IV-12).

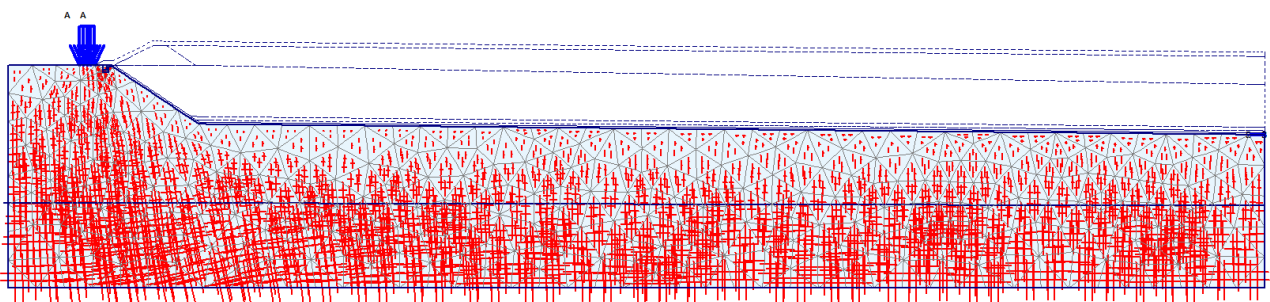


Figure IV-12. Répartition de contraintes totales principales <Phase 1>.

4.8.1.3 Déplacements totaux, verticaux et horizontaux :

Le déplacement maximum total est de $31,54 \times 10^{-3}$ m (Figure IV-13).

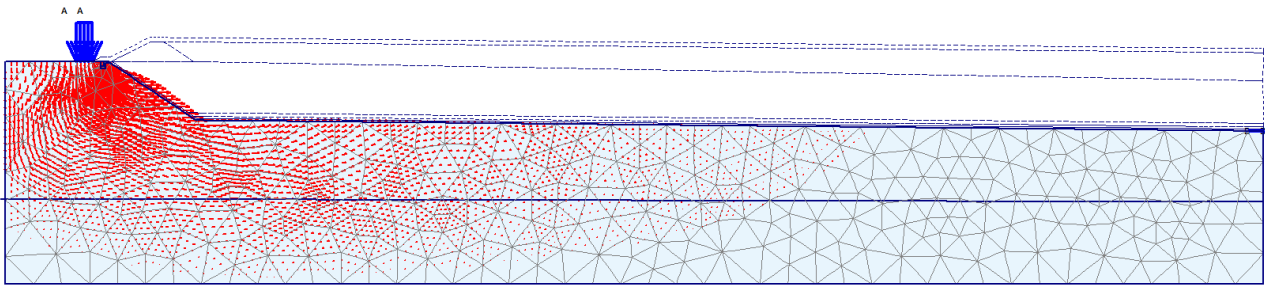


Figure IV-13. Répartition des déplacements totaux <Phase 1>.

Le déplacement vertical maximum est de $31,38 \times 10^{-3}$ m (Figure IV-14).

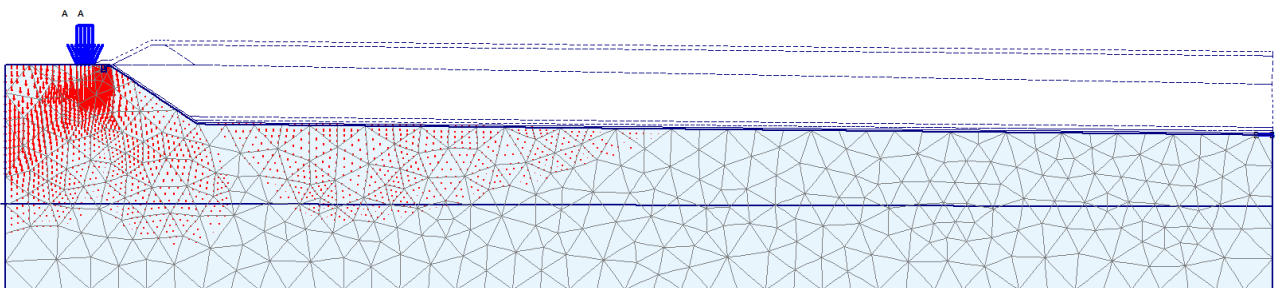


Figure IV-14. Répartition des déplacements verticaux <Phase 1>.

Le déplacement horizontal maximum est de $14,22 \times 10^{-3}$ m (Figure IV-15).

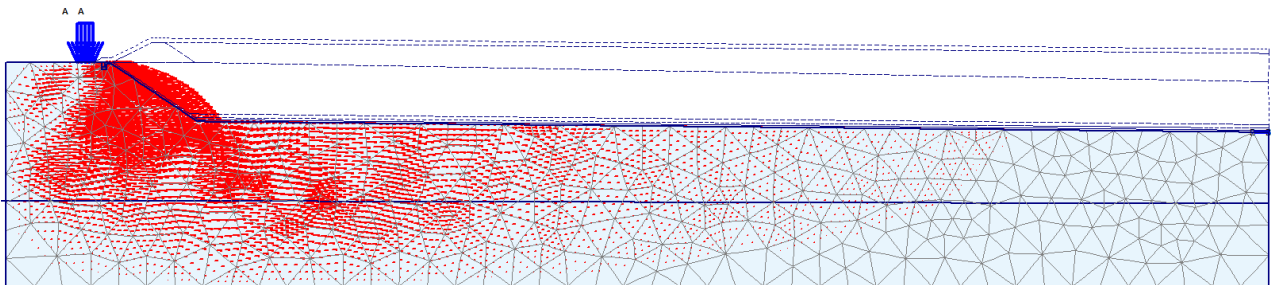


Figure IV-15. Répartition des déplacements horizontaux <Phase 1>.

4.8.2 Résultats de la deuxième phase :

4.8.2.1 Coefficient de sécurité (Phi-c réduction) :

Le coefficient de sécurité que nous avons obtenue pour le cas du casier vide avec surcharge en tête de talus (1/1,5) est $\Sigma\text{-Msf} = 1,719$. L'ouvrage est donc stable.

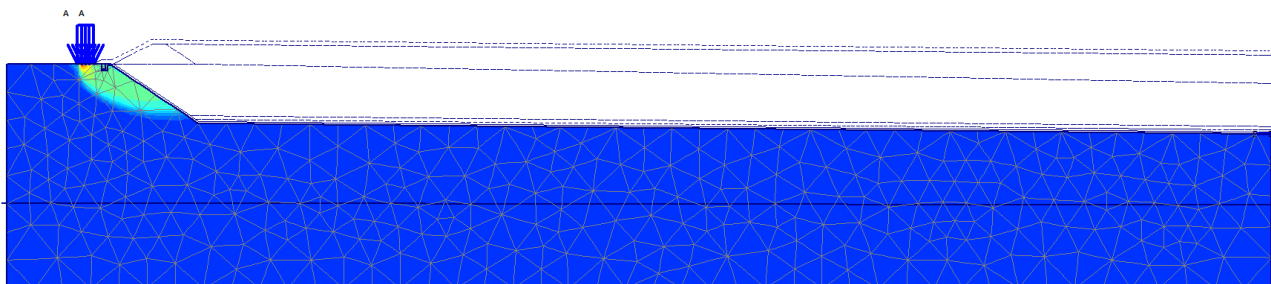


Figure IV-16. Iso-contours des déplacements totaux <Phase 1>.

4.8.3 Résultats de la phase 09 :

4.8.3.1 Déformation du maillage :

L'observation du maillage déformé du casier après la phase de consolidation permet de voir que le tassement maximal est de $297,77 \times 10^{-3}$ m (Figure IV-17).

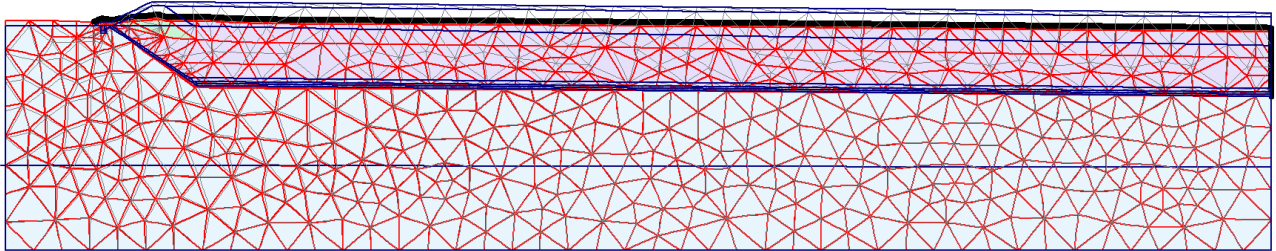


Figure IV-17. Représentation du maillage déformé du casier après la phase de consolidation ($\times 10$) <Phase 9>.

On constate également sur la Figure IV-18 que les surpressions interstitielles ont bien été toutes dissipées (valeur maxi inférieure à 1KPa, attention à l'échelle trompeuse de représentation).

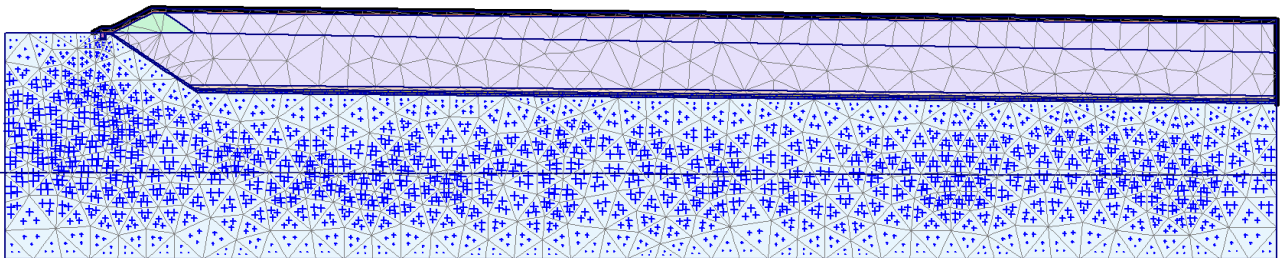


Figure IV-18. Surpressions interstitielles après la phase de consolidation ($\times 2$) <Phase 9>.

4.8.3.1 Contraintes principales :

La contrainte principale totale maximum est de $-536,60$ kN/m² (Figure IV-19).

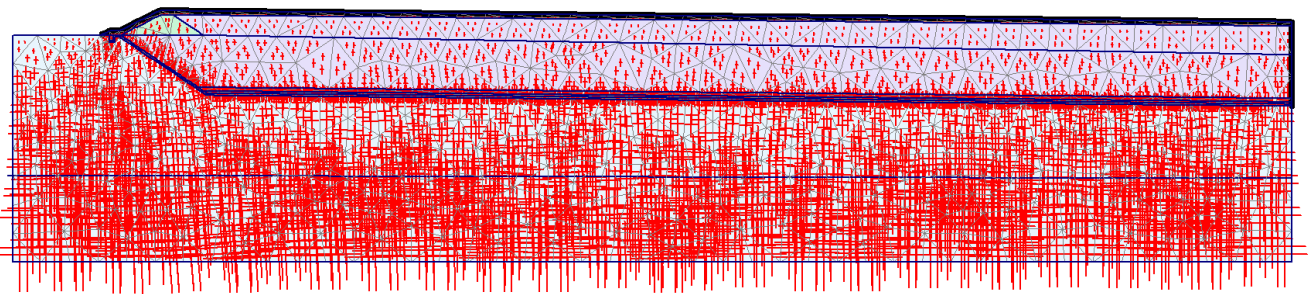


Figure IV-19. Répartition des contraintes totales principales après la phase de consolidation <Phase 9>.

La contrainte principale effective maximum est de $-418,48$ kN/m² (Figure IV-20).

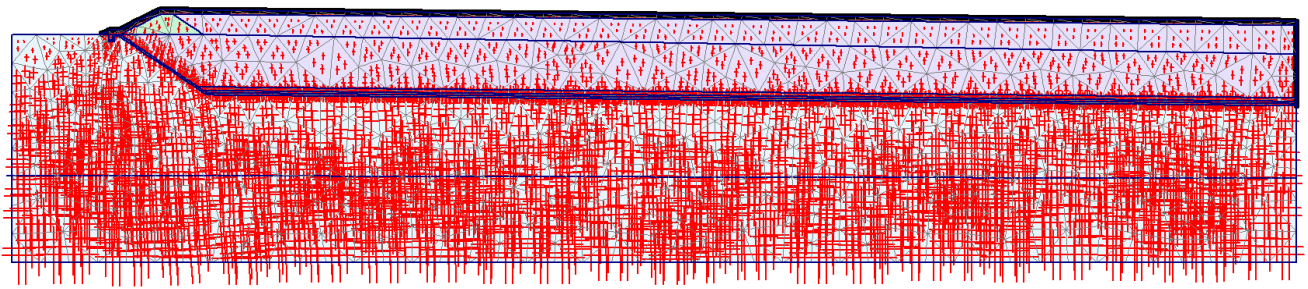


Figure IV-20. Répartitions des contraintes effectives principales après la phase de consolidation <Phase 9>.

La pression interstitielle maximale est de $-118,75 \text{ kN/m}^2$ (Figure IV-21).

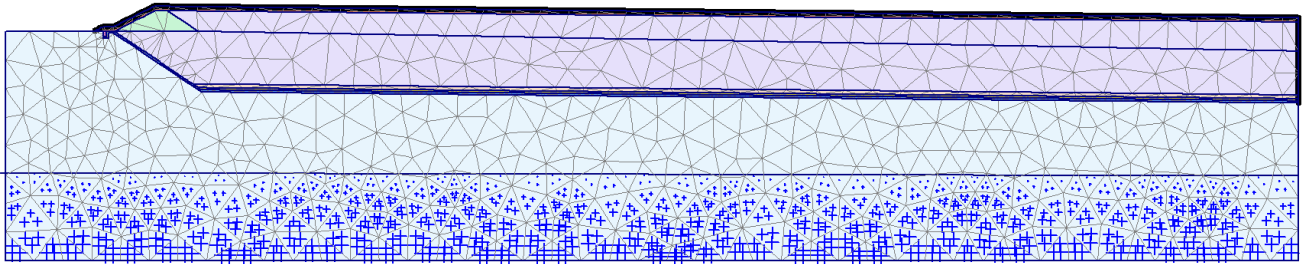


Figure IV-21. Pressions interstitielles après la phase de consolidation ($\times 0.01$) <Phase 9>.

4.8.3.2 Déplacement totaux, verticaux et horizontaux :

Le déplacement maximum total est de $236,04 \times 10^{-3} \text{ m}$ (Figure IV-22).

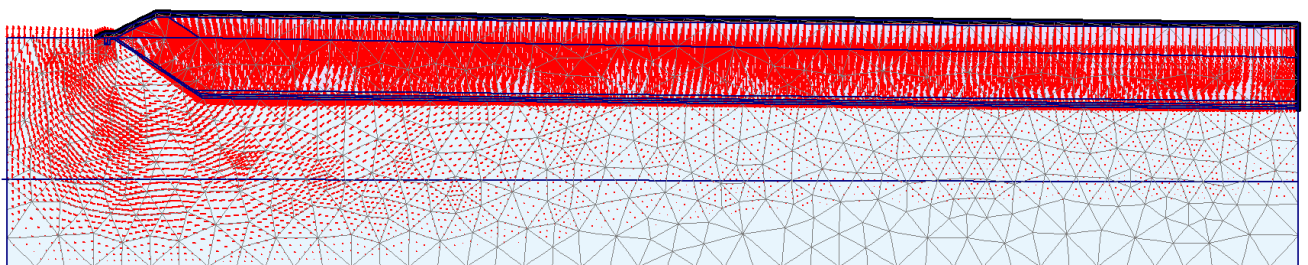


Figure IV-22. Répartitions des déplacements totaux après la phase de consolidation ($\times 20$) <Phase 9>.

Le déplacement vertical maximum est de $235,89 \times 10^{-3} \text{ m}$ (Figure IV-23).

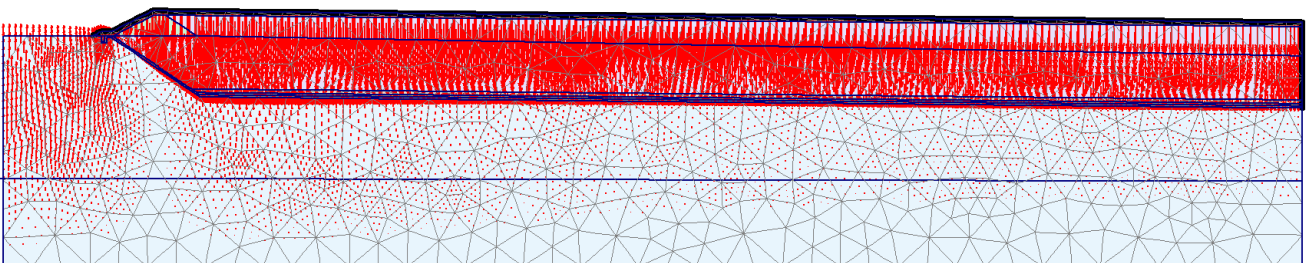


Figure IV-23. Répartition des déplacements verticaux après la phase de consolidation ($\times 20$) <Phase 9>.

Le déplacement horizontal maximum est de $113,53 \times 10^{-3} \text{ m}$ (Figure IV-24).

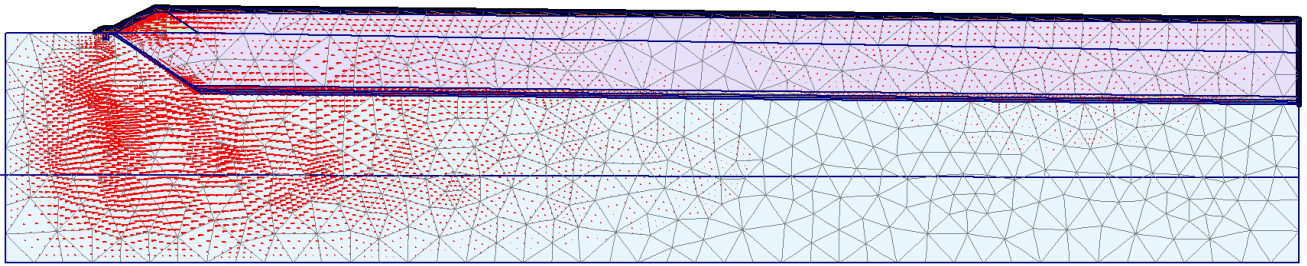


Figure IV-24. Répartition des déplacements horizontaux après la phase de consolidation ($\times 30$) <Phase 9>.

4.8.4 Résultats de la dernière phase :

4.8.4.1 Coefficient de sécurité (Phi-c réduction) :

Le coefficient de sécurité que nous avons obtenu pour le cas du casier avec surcharge en tête de talus (1/2) est $\Sigma\text{-Msf} = 2,52$. L'ouvrage est donc très stable.

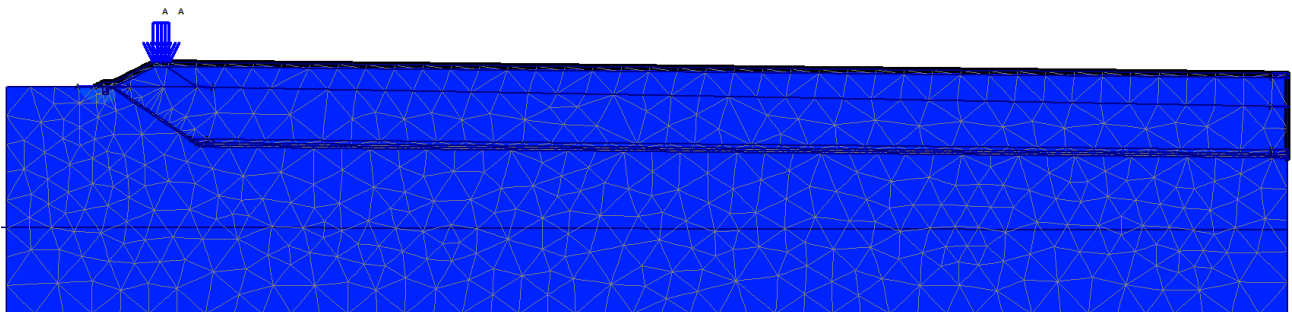


Figure IV-25. Iso-contours des déplacements totaux <Phase 10>.

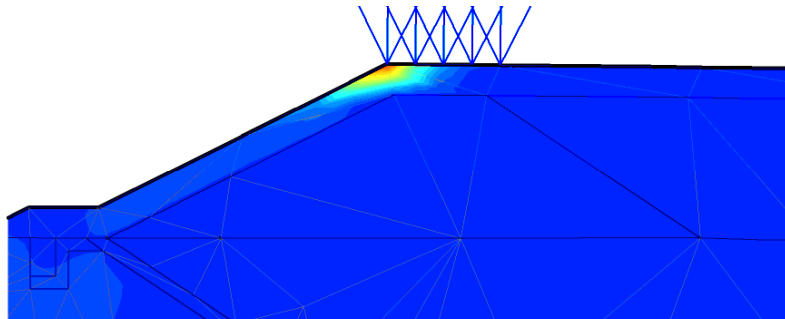


Figure IV-26. Détail des Iso-contours des déplacements totaux en tête du talus (1/2) <Phase 10>.

4.8.5 Forces de traction des géosynthétiques :

4.8.5.1 Force de traction de la géomembrane (PEHD 1,5 mm) :

- Ancrage des géosynthétiques :

La force de traction maximale dans la géomembrane au niveau de l'Ancrage en tête du talus (1/1,5) est de $T_i = 0,68 \text{ kN/m}$.

- Flanc du casier :

La force de traction maximale dans la géomembrane posée sur le flanc du casier est de $T_i = 2,72 \text{ kN/m}$.

- Fond du casier :

La force de traction maximale dans la géomembrane posée sur le fond du casier est de $T_i=1,11 \text{ kN/m}$.

En comparaison avec les paramètres de la rupture de la géomembrane de raideur normale $EA=183,33 \text{ kN/m}$ et de tension de rupture $T_f=22 \text{ kN/m}$. On remarque que aucune rupture n'est susceptible de se produire dans la géomembrane.

4.8.5.2 Force de traction du géotextile (Non Tisée 800 g/m²) :

- Ancrage des géosynthétiques :

La force de traction maximale dans le géotextile au niveau de l'Ancrages en tête du talus (1/1,5) est de $T_i=330 \times 10^{-3} \text{ kN/m}$.

- Flanc du casier :

La force de traction maximale dans le géotextile posé sur le flanc du casier est de $T_i=478 \times 10^{-3} \text{ kN/m}$.

En comparaison avec les paramètres de la rupture du géotextile de raideur normal $EA=100 \text{ kN/m}$ et de tension de rupture $T_f=60 \text{ kN/m}$. On remarque qu'aucune rupture n'est produite dans le géotextile.

4.9 CONCLUSION :

Dans ce travail les problèmes d'évaluation des tassements sous chargement progressif des couches dans le casier du centre de stockage de déchets et l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux, des contraintes horizontales et verticales, des pression interstitielles sont traités.

Le premier problème avait pour objet de déterminer l'évolution du tassement pour chaque étape de construction et d'exploitation du casier, le second l'évolution des déplacements et des contraintes.

L'étude de la stabilité des talus du casier, que ce soit les talus en déblai ou les talus en remblai a donné un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 donc il ne peut pas y avoir risque de glissement dans les différents talus.

Les résultats obtenus par la modélisation numérique (Plaxis) du casier en phase de consolidation donnent un tassement de $235,89 \times 10^{-3} \text{ m}$ pour une hauteur du casier de 11,50 m.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les prescriptions réglementaires régissant la conception des centres de stockages de déchets, varient d'un pays à un autre. Cette variation dépend de plusieurs facteurs dont la volonté politique, les stratégies et les pratiques de gestions des déchets au niveau des autorités locales, la pression des mouvements écologiques.

L'installation de ces centres exige la mise en place d'un dispositif qui soit capable de limiter à la fois tout risque de fuite des lixiviats vers le sous-sol et maintenir en toute sécurité et à long terme un état d'étanchéité fiable.

Les propriétés particulières des argiles, comme la faible perméabilité et la bonne capacité de rétention notamment, en font des matériaux très intéressants pour la construction des barrières d'étanchéité dans les sites de stockage de déchets en surface, cependant, ces matériaux pourraient être soumis à des variations de températures et de contraintes mécaniques et hydrauliques importantes qui peuvent mettre en cause leur bon fonctionnement. Il paraît donc important de prévoir le comportement de ces matériaux, afin de mieux maîtriser leur utilisation.

La perméabilité aux liquides est la propriété la plus importante d'une argile dans le contexte de son utilisation comme barrière d'étanchéité dans un site de stockage de déchets.

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement hydrique et mécanique des sols fin saturé et non saturés. Plus particulièrement, l'objet du travail est d'apporter quelques éléments de compréhension pour les processus de transfert hydrique, liés à de nombreux problèmes de la géotechnique de l'environnement, notamment ceux concernant la construction des barrières étanches au fond des centres de stockage de déchets.

L'étude du comportement hydrique du matériau dans différents états initiaux, soumis à un chemin de drainage humidification, a confirmé l'hypothèse de l'existence d'un domaine où le sol reste saturé jusqu'à une limite de pression capillaire appelée : point d'entrée d'air. Cette limite correspond à une valeur de 3,5 MPa pour la marne de Saf Saf.

Sur un matériau sous forme de pâte, les variations de l'indice des vides en fonction de la pression capillaire ont fait ressortir deux domaines distincts. Le premier où les variations d'indice des vides sont importantes et irréversibles, le deuxième où ces variations sont quasiment nulles et

réversibles. Dans ces deux domaines, la compressibilité du sol peut être décrite par deux paramètres : indice de drainage C_D et indice d'humidification C_H , par analogie aux indices de compressibilité C_C et de gonflement C_g . La limite entre ces deux domaines est la pression capillaire de retrait qui vaut 6,5 MPa. En termes de teneur en eau cette valeur correspond à 12,5%.

Sur chemin d'humidification, les sols demeurent non saturés jusqu'à une valeur limite appelée pression de resaturation qui vaut 0,2 MPa pour la marne de Saf Saf.

La comparaison entre les chemins de drainage-humidification et de compression-décompression oedométriques a montré une équivalence entre l'effet des variations de succion et l'effet des variations de contraintes mécanique sur les variations de volume (équivalence entre C_C et C_D , d'une part, C_g et C_H d'autre part).

Les corrélations à partir des limites d'Atterberg donnant la position des lignes de consolidation isotrope (Biarez et Favre, 1976) restent applicables pour un chemin de drainage jusqu'à la limite de retrait.

La dernière partie de ce troisième chapitre a été consacrée à la mesure de la perméabilité saturée et non saturée de la marne de Saf Saf.

Les résultats expérimentaux de l'essai de compressibilité nous permettent également de calculer la perméabilité saturée de façon indirecte à partir de la courbe de consolidation $\Delta h - \log t$. Les valeurs mesurées sont inférieures à 10^{-9} m/s pour la pâte et les matériaux compactés.

Dans le domaine non saturé, on a utilisé deux méthodes de mesures, à savoir la méthode des dessiccateurs qui est basée sur la mesure des échanges d'eau entre l'échantillon et l'environnement ambiant, et la méthode de Fredlund qui repose sur la détermination expérimentale de la courbe de rétention.

Les pressions capillaires pour lesquelles la perméabilité à l'eau a été déterminée se situent entre [0,05- 3 MPa] pour la méthode des solutions osmotiques et entre [4,2- 342 MPa] pour la méthode des solutions salines saturées. Ces deux méthodes, nous ont permis de balayer une large gamme de succions et d'atteindre une valeur de succion très élevée de l'ordre de 3400 bars permettant mesurer de très faibles valeurs de perméabilité (jusqu'à 10^{-14} m/s).

La mesure de la perméabilité de la marne de Saf Saf, en condition non saturée, nous a permis d'établir les relations entre la perméabilité, le degré de saturation et la succion. La confrontation des résultats obtenus nous a permis de souligner la complémentarité des deux méthodes.

La comparaison entre les mesures effectuées dans l'oedomètre et celles en condition saturée à pression interstitielle négative a montré que, des incréments identiques, de succion ou de contrainte mécanique, produisent la même variation de perméabilité tant que la pression ne dépasse pas la limite de retrait.

L'étude de l'influence de l'état initial sur le comportement hydraulique de la marne de Saf Saf compactée, a montré que le matériau préparé initialement à OPN-2% semble être le moins perméable par rapport aux autres états initiaux (OPN et OPN+2%) pour les succions élevées.

Le seul critère de perméabilité imposerait un compactage côté sec pour les barrières étanches. Néanmoins, d'autres critères orientent le compactage plutôt côté humide (pour éviter certains phénomènes tels que celui de l'effondrement).

L'ensemble des valeurs de perméabilité mesurées restent admissible vis-à-vis de la réglementation qui impose une conductivité hydraulique inférieure à 10^{-9} m/s.

Le travail de modélisation numérique que nous avons élaboré concerne l'étude de la stabilité du flanc de casier, le tassement et la consolidation du sol en place et du massif de déchets. Nous avons utilisé comme outil le logiciel (PLAXIS V8) qui se base sur la méthode des éléments finis.

L'étude de la stabilité des talus du casier, que ce soit les talus en déblai ou les talus en remblai à donné un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 donc il ne peut pas y avoir risque de glissement dans les différents talus.

Les perspectives de ce travail s'ouvrent dans les champs expérimental, numérique et théorique.

- I) Modélisation du comportement du la barrière étanche du CSD-SAF SAF en utilisant un code de calcul éléments finis intégrant une loi de comportement non saturée (Type GEFDYN UNSAT, Aboubekr ., 1995) et en exploitant les données expérimentales (Courbes de Drainage Humidification, Courbe $k(S_r)$...) déterminées dans la présente étude ;
- II) Prévion de la performance de la barrière d'étanchéité à la migration des contaminants dans le CSD du Grand Groupement de Tlemcen (Saf-Saf) ;
- III) Recenser tous les résultats expérimentaux pour les sols non saturés pour alimenter des bases de données permettant de contrôler la validité des modèles numériques existants et de les améliorer.

BIBLIOGRAPHIE

ABOUBEKR N., 1995. *Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.

ABOUBEKR N., 2002. *Comportement volumique des sols non saturés : Gonflement ou effondrement*. Journée d'étude sur les sols gonflants. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, PP 49-56.

ABOUBEKR N., 2006. *Transferts hydriques dans les sols non saturés*. Notes de cours de magister Géotechnique, Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen.

ADEL A., 1999. *Modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés. Intégration des écoulements préférentiels dans les macropores*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, France.

ADEME., 1995. *Rapport scientifique, Stockage des déchets et santé publique. Synthèse et recommandations*. Institut de Veille Sanitaire <http://www.invs.sante.fr/publications/default.htm>

ADEME., 1999a. *Les installations de stockage des déchets ménagers et assimilés : Techniques et Recommandations*. ADEME Editions, Paris, 106 pages.

ADEME., 2001. *Guide pour le dimensionnement et la mise en œuvre des couvertures de sites de stockage de déchets ménagers et assimilés*. BRGM, 167 pages.

AISSA MAMOUNE S.M., 2002. *Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs*. Mémoire de Magister. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

AL MAJOU H., 2008. *Étude et prédiction des propriétés de rétention en eau des sols : Prise en compte de la composition et de l'état structural du sol*. Thèse de Doctorat. Université d'Orléans, France.

- ALBERTA ENVIRONMENT., 1985. *Design and construction of liners for municipal wastewater stabilization ponds*. Document préparé par Komex Consultant Inc.
- ALBRECHT B., 1996. *Effect of dessication on compacted clays*. MS. Thesis, University of Wisconsin, Madison (WI), PP 75.
- ALSHIHABI O., 2002. *Etude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé. Influence des cycles de séchage-humidification*. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille, France.
- AMRAOUI N., 1996. *Etude des phénomènes d'infiltration dans des sols non saturés*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, 321 Pages.
- ANANDARAJAH A., CHEN J., 1994. *Double-layer repulsive between two inclined platy particles according to Gouy-Chapman Theory*. Journal of Colloid and Interface Science, N° 168, PP 111-117.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (AFNOR), COMITE FRANÇAISE DE MECANIQUE DES SOLS ET FONDATIONS (CFMS), 1999. *Essais de reconnaissance des sols- géotechnique*.
- AZZOUZ F.Z., 2006. *Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen*. Mémoire de Magister. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- BAKKARI A., 2007. *Observation et modélisation d'ouvrages en terre soumis à des processus de séchage et d'humidification*. Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, 254 pages.
- BEKKOUCHE A., AISSA MAMOUNE S.M., 2005. *Les coefficients de pressions interstitielles et leurs applications en mécanique des sols*. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- BEKKOUCHE A., DJEDID A., AISSA MAMOUNE S.M., 2001. *Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie)*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, PP 67-75.
- BÉLANTEUR N., 1995. *Contribution à l'étude des comportements mécanique et thermomécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées*. Thèse de Doctorat. Université d'Orléans, France, 137 pages.
- BELHACHEMI D., 2005. *Contribution à l'étude des sols affaissables de la région d'Oran*. Mémoire de Magister. Université des Sciences et Technologies d'Oran, Algérie.
- BELLENFANT G., 2001. *Modélisation de la production de lixiviat en Centre de Stockage de Déchets Ménagers*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 178 pages.
- BENDI-OUIS A., 2005. *Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumises à une pression interstitielle négative*. Mémoire de Magistère, Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- BENTOUMI O., 1995. *Transfert par infiltration de l'eau dans les sols fins compactés non saturés: Etude de la diffusivité et de la conductivité hydraulique*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 202 pages.
- BERTHE C., 2006. *Etude de la Matière Organique contenue dans des lixiviats issus de différentes filières de traitement des déchets ménagers et assimilés*. Thèse de Doctorat de l'Université de Limoges, 188 pages.
- BEZZAR A., 2001. *Modélisation des phénomènes de transport et d'interaction sol-contaminants dans les milieux poreux*. Mémoire de Magister. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.

- BEZZAR A., 2009. *Étude de la diffusion et l'adsorption de contaminants dans les sols fins : Application aux sites de décharges de la région de Tlemcen*. Thèse de Doctorat de l'Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- BIAREZ J., FAVRE J.L., 1975. *Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics*. Proceedings of 2nd International Conference on Applications of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics. Aachen, Vol 2, PP 249-264.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.M., TAIBI S., 1993. *Constitutive model for unsaturated granular media*. Proceedings of 2nd International Conference. Micromechanics of Granular Media, Birmingham, Balkema eds, PP 51-58.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.M., ZERHOUNI M.I., SOEPANDJI B.S., 1988. *Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage humidification*. Revue Française de Géotechnique, N°41
- BOCKING K.A., FREDLUND D.G., 1979. *Use of the osmotic tensiometer to measure negative pore water pore pressure*. Geotechnical Testing Journal, Vol 2, PP 3-10.
- BOLT G.H., 1956. *Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays*. Géotechnique, Vol 6, PP 86-93.
- BOUROUKBA S., 2001. *Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région d'Oran*. Mémoire de Magister. Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran.
- BOUROUKBA S., HACHICHI A., BENAÏSSA M., 2001. *Etude du gonflement et de la stabilisation chimique de quelques sols gonflants de la région d'Oran*. Séminaire Nationale de Génie Civil, Sidi Bel-Abbes.
- BOYNTON S., 1983. *An investigation of selected factors affecting the hydraulic conductivity of compacted clay*. MS. Thesis, University of Texas at Austin.
- BOYNTON S., DANIEL D.E., 1985. *Hydraulic conductivity tests on compacted clay*. , Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 111, N°4, PP 465-478.
- BRIANÇON L., 2001. *Stabilité sur pentes des dispositifs geosynthétiques-Caractérisation du frottement aux interfaces et application*. Thèse ès science, Geotechnical Engineering Report, 1979, N°GE79-1, Department of Civil Engineering, Université de Bordeaux I, Bordeaux, 200 pages.
- BROOKS R.H., COREY A.T., 1964. *Hydraulic properties of porous medium*. Hydrology papers, vol.3 Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort Collins, co.
- BULTEL F., 2001. *Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 290 pages.
- CAMPBELL J.D., 1973. *Pore pressures and volume changes in unsaturated soils*. Ph.D.thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana-Champaign, ILL.
- CARTAUD F., 2004. *Modélisation des écoulements dans les interfaces des barrières d'étanchéité composites d'installations de stockage de déchets*. Thèse Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris. France.
- CARTAUD F., TOUZE-FOLTZ N., 2004. *Influence of geotextiles at the interface of landfill bottom composite liners*. Proceedings of the 3rd Geosynthetics Conference, EuroGeo3, 1-3 Mars 2004, Munich, 495-500 PP.

CAVALCANTE ROCHA J., 1994. *Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 202 pages.

CAZEAUX D., 1998. *Mesure et contrôle in situ de la perméabilité des matériaux utilisés dans les dispositifs d'étanchéité pour la protection de l'environnement*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 279 pages.

CHAPMAN D.L., 1913. *A contribution to the theory of electrocapillarity*. Philosophical Magazine, Vol 25, N°6, PP 475-481.

CHENG S.C., LARRALDE J.L., MARTIN J.P., 1994. *Hydraulic conductivity of compacted clayey soils under distortion or elongation conditions*. In: hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, PP 266-283.

CHIRIAC R., 2004. *Caractérisation des émissions de composés organiques volatils issus des centres de stockage des déchets ménagers et assimilés et de leur dispersion dans l'environnement*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

CHRISTENSEN T.H., KJELDSSEN P., ALBRECHTSEN H.J, BJERG P.L., HOLM P.E., 1994. *Attenuation in landfill leachate pollutants and aquifers*. Critical Reviews in Environmental Science Technology, Vol 24, PP 119-202.

COMEAGA L., 1997. *Dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques bentonitiques dans les centres de stockage de déchets*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 295 pages.

COMITE FRANÇAIS DES GEOSYNTHETIQUES., 1990. *Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre*, CFG, Fascicule N°09, 53 pages.

COMITE FRANÇAIS DES GEOSYNTHETIQUES., 1991. *Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes*, CFG, Fascicule N°10, 45 pages.

COMITE FRANÇAIS DES GEOSYNTHETIQUES., 1995. *Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets*, CFG, Fascicule N°11, 53 pages.

COMITE FRANÇAIS DES GEOSYNTHETIQUES., 1998. *Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géosynthétiques bentonitiques*, CFG, Fascicule N°12, 60 pages.

COUSSY O., FLEUREAU J.M., 2002. *Mécanique des sols non saturés*. Editions Lavoisier, Hermès, France.

CUI Y.J., 1993. *Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique*. Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, 280 pages.

CUISINIER O., 2002. *Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, France.

CUISINIER O., MASROURI F., 2005. *Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté*. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 42, PP 731-741.

DANIEL D.E., BENSON C.H., 1990. *Water content-Density criteria for compacted soil liners*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 116, N°12, PP 1811-1813.

DANIEL D.E., WU Y.K., 1993. *Compacted Clay Liners and Covers for Arid Sites*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 119, N°2, PP 223-237.

- DAOUD F.Z., 1996. Perméabilité des sols fins compactés. Thèse de Doctorat, I.N.P.L, Nancy, 177 pages.
- DAY S.R., DANIEL D.E., 1985. *Hydraulic conductivity of two prototype clay liners*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 111, N°8, PP 957-970.
- DELAGE P., CUI Y.J., 2000. *Les essais sur les sols non saturés*. Journées d'étude ENPC, 14 et 15 Novembre, Paris.
- DELAGE P., HOWAT M.D., CUI Y.J., 1998. *The relationship between suction and the swelling properties in a heavily compacted swelling clay*. Engineering Geology, Vol 50, PP 31-48.
- DELAGE P., SURAJ DA SILVA G.P.R., DE LAURE E., 1992. *Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer*. Proceedings of 7th Int. Conference on Expansive Soils, Dallas, PP 206-211.
- DERFOUF F.E.M., 2005. *Comportement de deux argiles de la région de Tlemcen sir chemin de drainage humidification-étude expérimentale et modélisation*. Mémoire de Magister. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- DIAGNE M., 2003. *Evolution de la transmissivité d'une interface d'étanchéité composite en présence d'un géotextile en fonction de l'état de surface du sol et de la contrainte appliquée*. Mémoire de DEA Université de Marne la Vallée, 31 pages.
- DIDIER G., CAVALCANTE ROCHA J., 1996. *Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation*. Rap. Subvention N°90012, Ministère de l'Environnement. Direction Générale de L'administration et du Développement, Service de la Recherche et des Affaires Economiques, 215 pages.
- DIDIER G., NOROTEE V., 1998. *Mise en œuvre des géosynthétiques bentonitiques*. GEO-BENTO, Paris, France. PP 45-63.
- EKO R.M., 1999. *Compactage de l'argile Sainte-Rosalie. Etude expérimentale dans un cadre élastoplastique et analyse numérique par la méthode des éléments finis*. Thèse de Doctorat de l'Université Laval, Québec, Canada.
- EL FADEL M., MASOUD M., 2000. *Emissions from landfills: A Methodology Comparative Assessment*. Environmental Technology, Vol 21, PP 965-978.
- EL-FADEL M., FINDIKALIS A.N. ET LECKIE J.O., 1997. *Environmental impacts of solid waste landfilling*. Journal of Environmental Management, Vol 50, PP 1-25.
- ESCOFFIER S., 2002. *Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argilites de Meuse / Haute-Marne*, Nancy. Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.
- FLEUREAU J.M., 2005. *Cours Master MSROE sur la suction*. Ecole Centrale de Paris, France.
- FLEUREAU J.M., INDARTO., 1993. *Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative*. Revue Française de Géotechnique, N°62.
- FLEUREAU J.M., KHEIRBEK SAOUD S., 2004. *Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification*. Ecole Centrale de Paris, France.
- FLEUREAU J.M., TAIBI S., 1995. *Water-air permeabilities for unsaturated soils*. Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils Unsat'95, Paris, Vol 2, PP 479-484, Balkema/

Presses des Ponts.

FREDLUND D.G., RAHARDJO H., 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley and Sons Editions, New York, USA.

FREDLUND D.G., RAHARDJO H., 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley and Sons Editions, New York, USA.

FRIPIAT J.J., GATINEAU L., 1984. *Interaction eau-argiles*. Scien. Géol. Bull, Vol 37, N°4, PP 283-296.

GAOMBALE J., 2004. *Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage*. Thèse de Doctorat, Université de l'Ecole Polytechnique.

GARDNER R., 1937. *A method for measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range*. Soil Science, Vol 43, PP 227-283.

GARDNER R., 1974. *The permeability problem*, Soil Science, Vol 117, N°5, PP 243-248.

GAUTIER M., 2008. *Interactions entre argile ammoniée et molécules organiques dans le contexte du stockage des déchets. Cas de molécules à courtes chaînes*. Thèse de Doctorat. Université d'Orléans, France.

GEISER F., 1999. *Comportement mécanique d'un limon non saturé – Étude expérimentale et modélisation constitutive*. Thèse de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 224 pages.

GENS A., ALONSO E.E., 1992. *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 29, PP 1013-1032.

GHEMBAZA M.S., 1999. *Aspects expérimentaux et modélisation du comportement mécanique des sols partiellement saturés*. Mémoire de Magister. Université Djilali Liabès de Sidi Bel-Abbès, Algérie.

GHEMBAZA M.S., 2004. *Etude expérimentale et modélisation du comportement thermo-hydrromécanique des argiles soumis à une pression interstitielle négative*. Thèse de Doctorat de l'Université du Havre, France.

GOUY G., 1910. *Sur la construction de la charge électrique à la surface d'un électrolyte*. Annue physique, Paris, Vol 9, PP 1-24.

GUAN Y., FREDLUND D.G., 1997. *Use of the tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction*. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 34, PP 604-614.

GUIRAS-SKANDAJI, H., 1996. *Déformabilité des sols argileux non saturés : Etude expérimentale et application à la modélisation*. Thèse de l'INPL, 315 pages.

HADDOUR J., 1993. *Contribution à la définition d'une méthodologie d'étude en laboratoire du traitement des sables et des craies pour la réalisation de barrières étanches*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 215 pages.

HAMADACHE K., 1992. *Etude du comportement des matériaux compactés*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.

HANSBO S., 1960. *Consolidation of clay with special reference to influence of vertical drains*. Swedish Geotechnical Institute Proc, N°19, PP 159.

HARROP., WILLIAMS K., 1985. *Clay liner permeability: Evaluation and Variation*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 111, N°10, PP 1221-1225.

- HERRMANN J G., ELSBERRY B.R., 1987. *Influential factors in soil liner construction for waste disposal facilities*. Geotechnical Practice for Waste Disposal, University of Michigan, PP 522-536.
- INDARTO., 1991. *Comportement mécanique et hydrique des matériaux compactés et de remblais*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.
- JACQUES Léau., 2006. *Cours Géotechnique 1*. Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.
- JAYNES D.B., 1990. *Temperature variations effect on field-measured infiltration*. Soil Sci. Am. J., Vol 54, N°2, PP 305-312.
- KAMON M., INUI T., ENDO K., ITO K., KATSUMI T., 2002. *Evaluating the effect of clay liner on the performance of composite liner having geomembrane defects*. Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France.
- KIM W.H., DANIEL D.E., 1992. *Effects of freezing on hydraulic conductivity of compacted clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 118, N°7, PP 1083-1097.
- KLUTE A., 1965. *Laboratory measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soil*. American Society of Agronomy, Methods of Soil Analysis, Part 1, C. A. Black, ed, PP 253-261.
- KOERNER R.M., 1998. *Designing with geosynthetics*. 4th Edition, Prentice Hall, New Jersey, USA, 745 PP.
- KORMI T., 2003. *Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées*. . Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, France.
- LACHGUEUR K., 2007. *Mesure de la conductivité hydraulique dans les argiles non saturées-Application au noyau du barrage Boughrara*. Mémoire de Magister. Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- LAMBE T.W., 1954. *The permeability of fined grained soil*. American Society for Testing and Materials. Conference, Chicago.
- LAMBE T.W., 1958. *The structure of compacted clay*. ASCE, Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division, Vol 84, SM2, PP 1-35.
- LAMBE T.W., 1958. *The structure of compacted clay*. Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol 84, N°SM2, PP 1-34.
- LAMBE T.W., WHITMAN R.V., 1969. *Soil Mechanics*. New York: Wiley and Sons.
- LAMBERT S., 1999. *Les géotextiles et produits apparentés*. Support de cours de préformation aux Rencontres Géosynthétiques 99, 26 pages.
- LE TRUNG TINH., 2008. *Comportement Thermo-Hydro-Mécanique de l'argile de Boom*. Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, 227 pages.
- LECLERC G., BONNEAU A., 1982. *La lixiviation: Source, Composition et Atténuation*. Eau du Québec, Vol 15, PP 37-45.
- LI X., 2000. *Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé*. Thèse de Doctorat de l'Université de Liège, 359 pages.

- LIMOUSIN G., 2006. *Transfert de solutés réactifs dans la zone non-saturée des sols à différentes échelles d'observation*. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 194 pages.
- LOTFI AIT SAADI., 2003. *Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 305 pages.
- LOW P.F., 1961. *The swelling of clay: I. Montmorillonites*. Soil Science Society of America Journal, Vol 44, PP 667-676.
- LUNDGREN T.A., 1981. *Some bentonite sealants in soil mixed blankets*. Proc. 10th, ICSMFE. Stockholm, N°2, PP 349-354.
- MAOUCHE D., 1998. *Comportement des sols compactés sur quelques chemins à pression négative contrôlée*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.
- Martin Pépin AINA., 2006. *Expertises Des Centres D'enfouissement Techniques De Déchets Urbains Dans Les PED : Contributions A L'élaboration D'un Guide Méthodologique Et A Sa Validation Expérimentale Sur Sites*. Thèse de Doctorat de l'Université de Limoges., France.
- MARTIN R.T., 1960. *A review of absorbed water on clay*. Proceedings of 9th National Conference on clay and clay minerals, Pergamon, New York, PP 28-70.
- MASROURI F., 1996. *Comportement hydromécanique des sols polyphasiques*. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, INPL, Nancy, 134 pages.
- MATEJKA G., 1995. *La gestion des déchets ménagers et la qualité des eaux*. OIE, Paris.
- Mc BEAN E.A., ROVERS F.A., FARQUHAR G.J., 1995. *Solid waste landfill engineering and design*. New Jersey. Prentice Hall, 521 PP.
- METAP-Mediterranean Environmental Technical Assistance Programme., 2004. *Projet Régional de Gestion des Déchets Solides dans les Pays du Mashreq et Maghreb, Rapport Du Pays-ALGERIE*. GTZ-ERM-GKW, 45 pages.
- MILLOT N., 1986. *Les lixiviats de décharges contrôlées. Caractérisation Analytique et Etudes des Filières de Traitement*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT., 2001. *Manuel d'information sur la gestion des déchets solides urbains*. MATE, 200 pages.
- MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT., 2005. *Guide pour la conception de Centres d'Enfouissement Techniques des déchets ménagers*. MATE, 13 pages.
- MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'ENVIRONNEMENT., 2005. *Guide pour le choix de site des Centres d'Enfouissement Techniques des déchets ménagers*. MATE, 08 pages.
- MINISTERE DE LA REGION WALLONNE., Juin 2000. *Manuel relatif aux matières naturelles pour barrières argileuses ouvragées*. Direction générale des ressources naturelles et de l'environnement.
- MITCHELL J.K., 1993. *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley and Sons, Inc., New York, ISBN:0-471-85640-1.
- MITCHELL J.K., HOOPER D.R., CAMPANELLA R.G., 1965. *Permeability of compacted clay*.

ASCE, Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division, SM4, PP 41-65.

MITCHELL J.K., YOUNGER J.S., 1967. *Abnormalities in hydraulic flow through fine-grained soils, Permeability and Capillary of Soils*. PP 106-141.

MODARESSI A., 2004. *Cours mécanique et hydraulique avancée des sols*. Ecole Centrale de Paris, France.

MONTANEZ J.E.C., 2002. *Suction and volume change of compacted sand-bentonite mixtures*. Ph.D. Thesis. Imperial College of Science, Technology and Medicine. London, UK.

MOREL R., 1996. *Les sols cultivés*, 2ème Edition. Paris: technique & documentation, ISBN: 2-7430-0149-6.

MOUSSAI B., 1993. *Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 242 pages.

MOUSSAI B., 1993. *Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 242 pages.

MRAD M., 2005. *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 241 pages.

NOWAMOOZ H., 2007. *Retrait/Gonflement des sols argileux compacts et naturels*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 223 pages.

OLCHITZKY E., 2002. *Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques - Courbe de sorption et perméabilité à l'eau*. Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, France.

OLSEN H.W., 1962. Hydraulic flow through saturated clays. *Clay & Clay Minerals*, Vol 9, PP 131-161.

OLSEN H.W., 1965. *Deviations from Darcy's Law in saturated clays*. Soil Science Society proceedings, Vol 29, PP 135-140.

OLSEN H.W., 1972. *Liquid movement through kaolinite under hydraulic, electric, and osmotic gradients*. The American Association of Petroleum Geologists Bulletin, Vol 56, N°10, PP 2022-2028.

OLSEN H.W., 1985. *Osmosis: a case of apparent deviations from Darcy's Law*. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 22, PP 238-241.

OLSON R.E., DANIEL D.E., 1979. *Field and measurement of the permeability of saturated and partially saturated fine-grained*. Geotechnical Engineering Report, 1979, N°GE79-1, Department of Civil Engineering, Univ. Texas at Austin.

OLSON R.E., DANIEL D.E., 1981. *Measurement of hydraulic conductivity of fine-grained soils, permeability and groundwater contaminant transport*. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, PP 18-64.

Oweiss, R.P.Khera., 1991. *Geotechnology of Waste Management*. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 28, PP 472-473.

PARCEVAUX PH., 1980. *Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux*. Thèse de Docteur-Ingénieur. Ecole Supérieure des Mines de Paris.

- PHILIPPONNAT G., HUBERT B., 1997 *Fondations et Ouvrages en Terre*. Editeur Eyrolles.
- RICHARD L.A., 1931. *Capillary conduction of liquids through porous medium*. Physics 1, PP 169-173.
- RICHARDS L.A., GARDNER W., 1938. *Tensiometers for measuring the capillary tension of soil water*. Journal of American Society of Agronomy, Vol 28, PP 352-358.
- RIDLEY A.M., BURLAND J.B., 1993. *A new instrument for measurement of soil moisture suction*. Géotechnique, Vol 43, PP 321-324.
- RIDLEY A.M., WRAY W.K., 1995. *Suction measurement: a review of current theory and practices*. Proceedings of 1st Conference on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam: Balkema, Vol 3, PP 1293-1322.
- ROLLIN A., PIERSON P., LAMBERT S., 2002a. *Géomembranes – Guide de choix*. Presses Internationales Polytechniques, Montréal, Canada, 274 pages.
- ROMERO E., 1999. *Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay: An experimental study*. Thèse de l'Université Polytechnique de Catalogne, Barcelone, 405 pages.
- ROMERO E., LLORET A. & GENS A., 1999. *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay*. Engineering Geology, Vol 54, PP 117-127.
- SAIYOURI N., 1996. *Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France, 228 pages.
- SATRR R.M., CHERRY J.A., 1990. *In situ barriers for groundwater pollution control*. Prevention and Treatment of Soil and Groundwater Contamination in Petroleum Refining and Distribution Industry, Montreal, Québec.
- SAYAD GAIDI C., 2003. *Ecoulements dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés*. Thèse de Doctorat de l'Université du Havre, France.
- SEED B.H., MITCHELL J.K., CHAN C.K., 1960. *Strength of compacted cohesive soils*. Proceeding, ASCE Research Conf, On Shear Strength of Cohesive Soils. Denver.
- SOEMITRO R., 1992. *Comportement hydraulique et mécanique des argiles gonflantes*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.
- SOLTANI F., 1997. *Etude de l'écoulement de gaz au travers de géosynthétiques bentonitiques utilisées en couverture des centres de stockage des déchets*. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 235 pages.
- SOLTNER D., 1983. Les bases de la production végétale. Tome1, le sol, Angers : Coll. Sciences et Techniques Agricoles. Phytotechnie Générale 12^{ème} édition, 456 pages.
- SPANNER D.G., 1951. *The peltier effect and its use in the measurement of suction pressure*. J. Experimental Botany, Vol 2, PP 145-168.
- STANNART D.I., 1992. *Tensiometers-Theory, Construction, and Use*. Geotechnical Testing Journal, Vol 15, PP 48-58.
- TAIBI S., 1994. *Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative- Etude expérimentale et modélisation*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.

- TESSIER D., 1984. *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux- Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. Thèse de Doctorat de l'Université de Paris VII, 362 pages.
- TESSIER D., 1984. *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux-hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de réhumectation*. Thèse de Doctorat, Université de Paris VII, France, 362 pages.
- THERIAULT P., 2000. *Étude de l'influence des métaux lourds sur la conductivité hydraulique de couches sable/bentonite*. Mémoire de Maître sciences de Faculté des Etudes Supérieures de l'Université de Laval.
- TIEN DUNG TRAN NGOC., 2008. *Transport de solutés dans un milieu a double-porosité non sature. Modélisation par Homogénéisation & Applications*. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 185 pages.
- TOUZE-FOLTZ N., 2001. *Modélisation des transferts advectifs dans les étanchéités composites de centres de stockage de déchets*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, France, 286 pages.
- VAN GENUCHTEN M.TH., 1980. *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society American Journal, Vol 44, PP 892 - 898.
- VERBRUGGE J.G., 1978. *Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé*. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 15, PP 501-509.
- VICOL T., 1990. *Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé- Application à la modélisation*. Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, 216 pages.
- WAKIM J., 2005. *Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses*. Thèse Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris. France.
- WILLIAMS P.T., 1998. *Waste treatment and disposal*. Department of Fuel and Energy, The University of Leeds, UK, England: John Wiley & Sons Ltd, 417 PP.
- XIANG-LING LI., 1999. *Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé*. Thèse de Doctorat de l'Université de Liège, 359 pages.
- YALÇIN A.B., NYERETSE P., 1992. *Total suction of artificial mixtures compacted at optimum water content*. Geotechnical Testing Journal, Vol 15, PP 65-73.
- YONG R.N., WARKENTIN B.P., 1966. *Interaction to soil behavior*. Macmillan, New York.
- ZADJAOUI A., 2009. *Étude du transfert hydrique dans les sols non saturés : Échange Sol-Atmosphère*. Thèse de Doctorat de l'Université ABOUBEKR Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- ZERHOUNI M.I., 1991. *Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols- Application aux routes*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.
- ZERHOUNI M.I., 2008. *La Géotechnique Environnementale- L'enfouissement des déchets ménagers*. Cours, FONDASOL GEOTECHNIQUE, France.
- ZOU Y., 1996. *A non-linear permeability relation depending on the activation energy of pore liquid*. Géotechnique, Vol 46, N° 4, PP 769-774.

ANNEXES

ANNEXE I

DETERMINATION DE LA COURBE DE RETENTION D'UN MATERIAU

METHODE OSMOTIQUE

La courbe de rétention donne la relation entre la succion, la teneur en eau et/ou le degré de saturation d'un matériau. Ici, la méthode d'imposition de la succion osmotique est employée pour sa détermination. Cette méthode est valable, dans l'état actuel de son utilisation, dans l'intervalle de succion de 0 à 8 500 kPa. Elle peut être appliquée en chemin de drainage ou en chemin d'humidification. Cette méthode permet d'imposer la succion matricielle du matériau testé.

1 DEFINITIONS-TERMINOLOGIE :

1.1 GENERALITES

La succion est définie en général comme la différence de pression entre l'air et l'eau, qui se traduit par une remontée d'eau dans un tube capillaire dont une extrémité est plongée dans l'eau. Cette pression négative (l'eau est sous tension) dans un tube capillaire cylindrique s'exprime par la loi de Laplace :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \beta}{r_s} \quad (I)$$

Où:

u_a, u_w : respectivement les pressions de la phase gazeuse et de la phase aqueuse ;

T_s : la tension de surface eau-air qui vaut 0,073N/m pour l'eau ;

r_s : le rayon du tube ;

β : l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide qui est pris souvent égal à zéro pour l'eau.

Cette relation montre que plus le rayon de courbure est petit, plus la pression capillaire (ou succion) est élevée.

1.2 PRINCIPE DE LA METHODE OSMOTIQUE

La technique d'imposition de la succion repose sur le principe osmotique exposé sur la figure I.

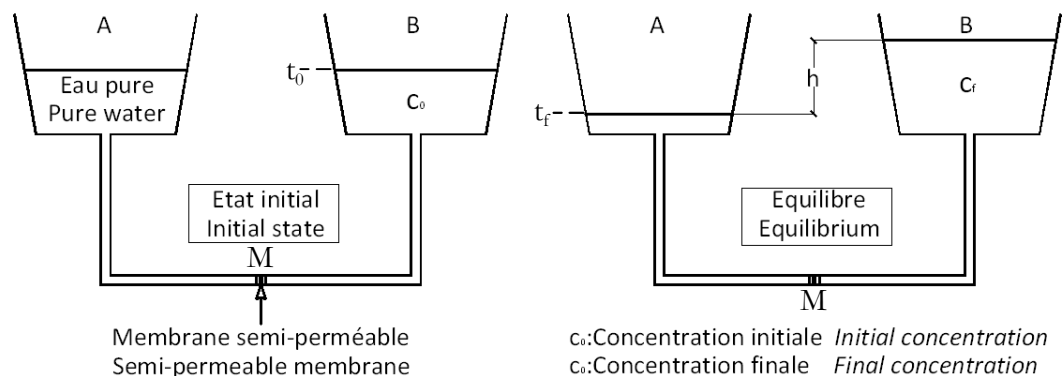


Figure I. Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique.

Le récipient B contient une solution de macromolécules préparée à une concentration donnée. En M est placée une membrane semi-perméable qui prévient le passage des macromolécules de B vers A. À l'instant t_0 , le niveau de part et d'autre de M est identique.

Par osmose les molécules d'eau tendent à pénétrer dans B, faisant ainsi monter le niveau de ce réservoir. Ce phénomène continue jusqu'à l'équilibre qui est atteint à l'instant t_f . Il y a alors une différence de potentiel h , exprimée en m d'eau, de part et d'autre de M.

La macromolécule utilisée dans l'application présentée dans cette procédure est le polyéthylène glycol (noté par la suite PEG) avec un poids moléculaire de 20 000 ou 6 000 Da ($1,6605 \cdot 10^{-24}$ g).

La valeur de la succion dépend directement de la concentration en macromolécules. La relation entre la concentration et la succion imposée est donnée sur la figure II. En pratique, on utilisera une relation empirique (équation II). Il est important de noter que l'étalonnage est indépendant du poids moléculaire du PEG tout en sachant que le PEG 20 000 ne peut être utilisé qu'entre 0 et 1,2 MPa et le PEG 6 000 entre 0 et 3,0 MPa.

$$s = 11 c^2 \quad (II)$$

Avec la s = succion en MPa, c la concentration de la solution osmotique exprimée en g de PEG par g d'eau.

L'ensemble de ces informations est valable uniquement pour une température de $20 \pm 0,15^\circ\text{C}$.

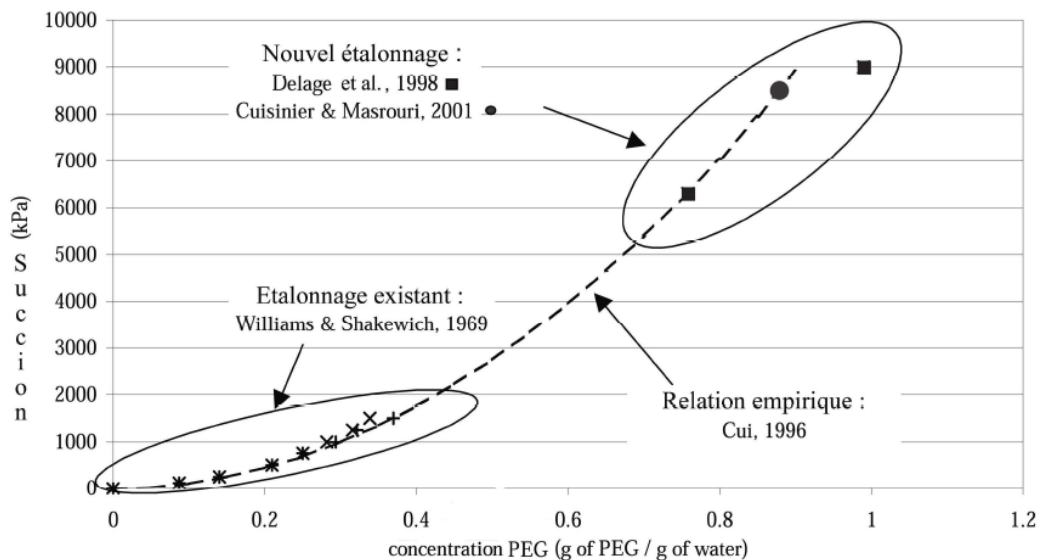


Figure II. Courbe d'étalonnage du PEG (Hossein NOWAMOOZ, 2007).

2 SPECIFICATIONS TECHNIQUES

2.1 APPAREILLAGE ET PRODUITS

- PEG 20 000 ou 6 000, sous forme de cristaux (qualité « pour analyse »).
- Eau déminéralisée et distillée.
- Membrane semi-perméable du type Spectra/Pro® N°4, dont le seuil de coupure est de 12-14 000 Da, dans le cas du PEG 20 000 et de type Spectra/Pro® N°3, dont le seuil de coupure est de 3 500 Da, dans le cas du PEG 6 000.
- Balances dont les portées sont compatibles avec les masses à peser et permettant de faire les pesées avec une incertitude relative de 0,1 % de la valeur mesurée.
- Un dessiccateur de contenance adapté au volume de la solution de PEG 20 000.
- Un agitateur magnétique.
- Solution antibiotique du type Pénicilline ou d'acide Benzoïque.
- Des récipients en matériau non altérable à l'humidité et à la chaleur, adaptés au volume des échantillons faisant l'objet de cette préparation.

3 MODE OPERATOIRE

La solution de PEG se prépare avec des concentrations différentes afin d'imposer des succions différentes dans un intervalle allant de 0 à 3000 kPa. Les poids de l'eau et du PEG, correspondant à la succion voulue, sont définis. Après la préparation, la concentration de la solution obtenue est vérifiée à l'aide d'un réfractomètre.

La pression osmotique est fortement influencée par la variation de la température. Les essais sont donc réalisés dans une salle climatisée à température contrôlée ($20^{\circ} \pm 1,5^{\circ}\text{C}$).

3.1 PREPARATION DES SOLUTIONS OSMOTIQUES

Il est nécessaire d'utiliser uniquement des ustensiles et récipients rincés préalablement à l'eau distillée puis séchés.

La préparation de solution osmotique nécessite l'utilisation d'eau distillée.

Il est préférable d'utiliser du PEG 6 000 à la place du PEG 20 000, ce qui permet l'obtention de solutions beaucoup plus fluides.

Les étapes de préparation sont les suivantes :

- Préparer la quantité d'eau adéquate et l'introduire dans un récipient dont le volume est au moins le double du volume d'eau.
- Préparer la masse de PEG nécessaire.
- Mettre l'eau en agitation à l'aide d'un agitateur magnétique.
- Introduire dans l'eau une quantité suffisante d'antibiotique (0,5 ml par litre de solution) pour prévenir la dégradation bactérienne de la membrane et des macromolécules.
- Introduire le PEG progressivement dans la solution en agitation. Avant de procéder à un nouvel ajout de PEG attendre la complète dissolution des cristaux déjà introduits.
- Entre deux ajouts de PEG, il est nécessaire de recouvrir le récipient à l'aide d'un film plastique de manière à limiter l'évaporation.
- Interrompre l'agitation lorsque tous les cristaux ont été dissous.
- Attendre 48 h avant utilisation de la solution de manière à ce qu'elle s'homogénéise en maintenant éventuellement l'agitation.
- Stocker la solution préparée avant son utilisation directement dans les bouteilles servant de réservoir et de placer celles-ci dans un bain thermostaté à la température de 20°C .

3.2 PREPARATION DES ECHANTILLONS DE MATERIAU

Les échantillons de matériau sont préparés artificiellement au laboratoire par compactage. Leur teneur en eau initiale ainsi que leur densité sont connues.

3.3 PREPARATION DES MEMBRANES

Les membranes se présentent sous la forme d'un rouleau continu. Il faut réaliser successivement les opérations suivantes pour chaque point de la courbe de rétention :

- Découper environ 15 cm de membrane ;
- Humidifier tous les tronçons destinés à une étude dans de l'eau distillée pendant 10 minutes environ ;

- Retirer les membranes du bain et les ouvrir les sections inférieure et supérieure du cylindre ;
- Tamponner à l'aide d'un papier doux l'excès d'eau ;
- Les membranes sont prêtes à être utilisées.

Il est préférable d'effectuer cette opération de préparation juste avant de commencer l'essai proprement dit.

4 CONDUITE DE L'ESSAI

Il est nécessaire d'adapter le nombre de point d'essai en fonction de la nature du matériau et de la gamme de succion étudiée. Il est nécessaire de préparer trois éprouvettes de matériau pour déterminer un point de la courbe de rétention : un pour la mesure de teneur en eau, un pour la mesure de densité et un en réserve.

La Figure III représente un schéma du dispositif d'essai réalisé pour la méthode osmotique. Il consiste à fixer la membrane semi-perméable dans un bêcher contenant du PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC par exemple. La bague est ensuite glissée sur les parois du bêcher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane sera parfait (pas de bulle d'air). Les échantillons seront ensuite placés sur la membrane puis le bêcher sera fermé par l'intermédiaire d'un parafilm et laissé au repos à l'abri de la lumière. La température est maintenue constante à $20^{\circ} \pm 1,5^{\circ}\text{C}$.

Les échantillons préparés pour une succion donnée peuvent être introduit dans le même récipient de solution.

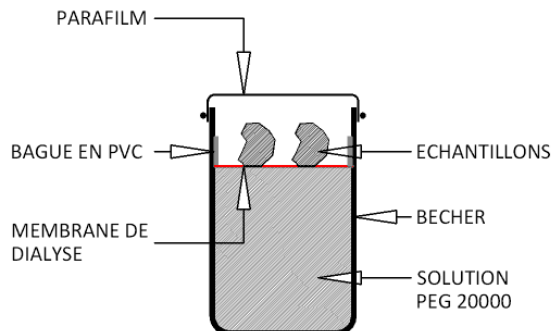


Figure III. Dispositif d'essai pour la méthode osmotique

Pour un matériau homogène, il est possible de préparer plusieurs échantillons à des états initiaux identiques et de les insérer séparément dans des solutions à différentes concentrations. Ceci permet de limiter le temps nécessaire à l'obtention de l'ensemble des points.

Il est nécessaire d'atteindre l'équilibre hydrique avant de retirer l'éprouvette de la membrane. Le délai maximal est de 10 jours observé dans le cas d'un matériau peu perméable. Ceci est donc le délai maximal à considérer.

Une fois que l'équilibre est considéré atteint, il faut :

- Faire une mesure de teneur en eau (w);
- Déterminer le poids volumique humide (γ_h);
- Déterminer le poids volumique sec (γ_d);
- Déterminer l'indice des vides (e) et le degré de saturation (S_r).

ANNEXE II

DETERMINATION DE LA COURBE DE RETENTION D'UN MATERIAU

METHODE PAR SOLUTIONS SALINES

La courbe de rétention donne la relation entre la succion, la teneur en eau et/ou le degré de saturation d'un matériau. Ici, la méthode d'imposition de la succion par une solution saline est employée pour sa détermination. Cette méthode est valable, dans l'état actuel de son utilisation, dans l'intervalle de succion compris entre quelques MPa et plusieurs centaines de MPa. Elle peut être appliquée en chemin de drainage ou en chemin d'humidification. Cette méthode permet d'imposer la succion totale du matériau testé.

1 DEFINITIONS-TERMINOLOGIE :

1.1 GENERALITES

La succion est définie en général comme la différence de pression entre l'air et l'eau, qui se traduit par une remontée d'eau dans un tube capillaire dont une extrémité est plongée dans l'eau. Cette pression négative (l'eau est sous tension) dans un tube capillaire cylindrique s'exprime par la loi de Laplace :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \beta}{r_s} \quad (\text{III})$$

Où:

u_a, u_w : respectivement les pressions de la phase gazeuse et de la phase aqueuse ;

T_s : la tension de surface eau-air qui vaut 0,073N/m pour l'eau ;

r_s : le rayon du tube ;

β : l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide qui est pris souvent égal à zéro pour l'eau.

Cette relation montre que plus le rayon de courbure est petit, plus la pression capillaire (ou succion) est élevée.

1.2 PRINCIPE DE LA METHODE D'IMPOSITION DE LA SUCCION PAR SOLUTIONS SALINES

Au cours de l'essai, la succion de l'éprouvette de matériau testée est imposée par une solution saline saturée. Cette solution saline maintient l'humidité relative de l'air au contact de l'éprouvette à une valeur constante. L'humidité relative est reliée à la succion par la loi de Kelvin (équation IV).

$$\frac{-u_w}{\gamma_w} = \frac{RT}{gM} \ln \frac{H}{100} \quad (\text{IV})$$

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J/mol}^\circ\text{K}$)

T : la température absolue ($^\circ\text{K}$)

M : la masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g/mol}$)

H : humidité relative en pourcent.

Différentes humidités relatives peuvent être obtenues en utilisant différentes solutions salines. Le tableau I regroupe les informations concernant les solutions salines recommandées pour maintenir la succion d'une éprouvette de matériau constante. Le tableau II donne les succions correspondantes calculées à partir de l'équation IV. Il est important de noter l'importance de la température sur les valeurs d'humidité relative. Ces valeurs sont issues de la norme ISO 483.

Dans les tableaux I et II, les solutions notées avec un astérisque correspondent aux solutions les moins sensibles à des variations de température.

Tableau -I. Humidité relative de différents sels en fonction de la température (d'après la norme ISO 483)

Solution saturée	Humidité relative									
	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C	50°C	60°C
KOH	14	13	10	9	8	7	6	6	6	-
LiCl, xH ₂ O	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11
MgCl ₂ , 6H ₂ O	34	34	34	33	33	33	32	32	31	30
K ₂ CO ₃ , 2H ₂ O	46	45	44	44	43	42	41	40	38	36
Mg(NO ₃) ₂ , 6H ₂ O	58	57	56	54	53	51	50	48	46	43
MaCr ₂ O ₇ , 2H ₂ O	59	58	56	55	54	52	51	50	47	-
NH ₄ NO ₃	-	73	69	65	62	59	55	53	47	42
NaNO ₂	-	-	-	66	64	63	62	61	60	58
NaCl	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
(NH ₄) ₂ SO ₄	82	82	81	81	80	80	80	79	79	-
KCl	88	87	86	86	85	84	84	83	81	80
KNO ₃	97	96	95	94	93	91	89	88	85	82

Tableau -II. Succion calculées à partir du Tableau II et de l'équation VI

Solution saturée	Succion imposée (MPa)									
	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C	50°C	60°C
KOH	257,2	271,7	312,1	332,0	354,2	379,2	407,8	414,4	427,7	-
LiCl, xH ₂ O	277,4	282,4	287,4	292,4	297,3	314,7	319,9	325,1	335,5	345,9
MgCl ₂ , 6H ₂ O	141,1	143,7	146,2	152,9	155,5	158,1	165,2	167,8	178,0	188,7
K ₂ CO ₃ , 2H ₂ O	101,6	106,3	111,3	113,2	118,4	123,7	129,2	135,0	147,1	160,1
Mg(NO ₃) ₂ , 6H ₂ O	71,3	74,9	78,6	85,0	89,0	96,0	100,5	108,1	118,0	132,3
MaCr ₂ O ₇ , 2H ₂ O	69,0	72,5	78,6	82,4	86,4	93,2	97,6	102,1	114,8	-
NH ₄ NO ₃	-	41,9	50,3	59,4	67,0	75,2	86,7	93,5	114,8	135,9
NaNO ₂	-	-	-	57,3	62,6	65,9	69,3	72,8	77,6	85,4
NaCl	37,6	38,3	39,0	39,7	40,3	41,0	41,7	42,4	43,7	45,1
(NH ₄) ₂ SO ₄	26,0	26,4	28,6	29,1	31,3	31,8	32,3	34,7	35,8	-
KCl	16,7	18,5	20,4	20,8	22,8	24,9	25,3	27,4	32,0	35,0
KNO ₃	4,0	5,4	7,0	8,5	10,2	13,4	16,9	18,8	24,7	31,1

2 APPAREILLAGES

- Solution saline (les sels utilisés doivent être de qualité « pour analyse »).
- Eau déminéralisée et distillée.
- Dessiccateur permettant de contenir environ un litre de solution saline et de disposer au-dessus de la solution saline des éprouvettes de matériau.
- Balances dont les portées sont compatibles avec les masses à peser et permettant de faire les pesées avec une incertitude relative de 0,1 % de la valeur mesurée.
- Un agitateur magnétique.

- Des récipients en matériau non altérable à l'humidité et à la chaleur, adaptés au volume des échantillons faisant l'objet de cette préparation.

3 MODE OPERATOIRE

3.1 PREPARATION DES SOLUTIONS SALINES

La technique de préparation des solutions salines saturées exposées ici est conforme à la norme NF X 15-119.

Il est nécessaire d'utiliser uniquement des ustensiles et récipients rincés préalablement à l'eau distillée puis séchés. Les récipients à solutions salines sont prévus pour contenir 1 L de solution.

Le tableau III contient la concentration à saturation des principales solutions salines utilisées pour ce type d'essai. Dans ce tableau les données sont exprimées en g de sel par volume de solvant.

Tableau -III. Concentrations des solutions salines utilisées.

Solution	Concentration (g de sel/500 ml d'eau)	Equivalence en concentration de NaCl (g de sel/500ml d'eau)	Succion (MPa)	Référence (citées dans les thèses suivantes)
K_2SO_4	111 g		4.23	*
KH_2PO_4	-	38 g de NaCl	6.3	**
KNO_3	-	54 g de NaCl	9	**
$ZnSO_4 \cdot 7H_2O$	-	75.5 g de NaCl	12.6	**
$NaSO_3 \cdot 7H_2O$	-	82.5 g de NaCl	13.7	**
$(NH_4)_2SO_4$	375.66 g		29.29	*
NaCl	360 g		38.15	*
$NaNO_2$	410.75 g		57.76	*
CH_3COOH	1 Litre		102.02	*
$CaCl_2 \cdot 2H_2O$	730 g		156.22	*
H_2SO_4	1 litre		342.64	*

* : Sayad Gaidi 2003 ; ** : Ghembazza

La solution saline est réalisée par adjonction progressive de sel dans un volume d'eau prédéterminé maintenu en agitation. La saturation de la solution est assurée quand un dépôt de sel non-dissous est visible au fond du récipient après un jour de repos.

La dissolution de sel peut provoquer un dégagement de chaleur, parfois très important ($LiCl$), et il est donc nécessaire dans ces cas d'introduire le sel par petite quantité et d'espacer les ajouts de sels de manière à laisser la solution en cours de préparation se refroidir.

Après la préparation, il faut attendre un minimum de 48 h avant utilisation en remuant régulièrement pour assurer l'homogénéité de la solution. Il faut s'assurer que du sel non dissous est présent dans la solution avant son utilisation.

3.2 Préparation des échantillons de matériau

Les échantillons de matériau sont préparés artificiellement au laboratoire par compactage. Leur teneur en eau initiale ainsi que leur densité sont connues.

4 CONDUITE DE L'ESSAI

Il est nécessaire d'adapter le nombre de point d'essai en fonction de la nature du matériau et de la gamme de succion étudiée. Il est nécessaire de préparer trois éprouvettes de matériau pour

déterminer un point de la courbe de rétention : un pour la mesure de teneur en eau, un pour la mesure de densité et un en réserve.

Pour chaque point une solution saline différente est préparée. La solution saline est introduite dans le dessiccateur puis laissée au repos le temps que la température et l'humidité à l'intérieur se stabilise.

Après leur préparation, les éprouvettes de matériau sont introduites dans le dessiccateur qui est refermé ensuite. La température est ensuite maintenue constante à $(20^{\circ} \pm 1,5^{\circ}\text{C})$.

Le suivi des échanges hydriques peut être fait en suivant la variation de masse de l'éprouvette au cours du temps. Pour cela il est nécessaire d'extraire l'éprouvette du dessiccateur et de la peser sur une balance puis de la réintroduire dans le dessiccateur. La variation de masse est notée en fonction du temps depuis l'introduction dans le dessiccateur.

Pour que ce type de mesure soit valide, il faut éviter la perte de matière solide de l'éprouvette lors de manipulation, en particulier par un effritement progressif. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre dépend fortement du matériau testé.

Une fois que l'équilibre hydrique est considéré atteint, il faut, pour chaque dessiccateur :

- Vérifier la présence de sel non dissous dans le fond du dessiccateur, ce qui permet d'assurer que la succion imposée correspond bien à celle calculée. Dans le cas contraire, ce point de la courbe de rétention doit être recommencé ;
- Faire une mesure de teneur en eau (w);
- Déterminer le poids volumique humide (γ_h);
- Déterminer le poids volumique sec (γ_d);
- Déterminer l'indice des vides (e) et le degré de saturation (S_r).

الملخص

حاليا ، يشكل تخزين النفايات المنزلية أو الصناعية موضوع قلق بشأن حماية باطن الأرض ، إذ أن العصارة الناجمة عن النفايات المخزنة يمكن أن تتسرب إلى المياه الجوفية و تلوث التربة التحتية، و لكي نقتل من هذه العال يجب علينا وضع طبقات عازلة من المواد المصنعة أو الطبيعية ذات نفاذية منخفضة (أقل من 10^{-9} م/ث). بالإضافة، هناك حاجة إلى معرفة دقيقة للسلوك الهيدروليكي للطبقة العازلة لتوقع سرعة تسرب العصارة. أيضا ، غالبا ما تكون التربة المضغوطة المستعملة في هذه المواقع في الحالة غير المشبعة مما يزيد من تعقيد المشكلة لأن النفاذية تتغير بتغير درجة تشبع التربة أو الامتصاص والتي يصعب قياسها. البحث يتضمن دراسة تجريبية تتعلق بتربة عضارية مضغوطة و مشبعة جزئيا مستعملة في بناء الطبقة العازلة الموجودة في جوف مركز تخزين النفايات لولاية تلمسان (الصفاصاف) .

كما تتضمن الدراسة توصيف كامل لخصائص التربة و يتم التركيز على سلوك النفاذية من خلال دورات التجفيف و التبليل ، فضلا عن قياسات نفاذية التربة على الشكليات عجيبة و مضغوطة.

أجري قياس نفاذية التربة غير المشبعة، في مجال قيم الضغط الامتصاصي المرتفعة بواسطة تقنية تدعى "طريقة المجففات" مبدؤها يعتمد على قياس تبادلات الماء بين عينة التربة و المحيط السائد الخاضع لرتوبة نسبية مفروضة بواسطة محاليل ملحية مشبعة.

في مجال قيم الضغط الامتصاصي المنخفضة، استعملنا " طريقة فرازلوند" لقياس النفاذية من خلال منحني تجفيف التربة. التقنيتان اللتان تم استعمالهما لفرض الامتصاص هما طريقة الحلول و الأملاح المشبعة، و التي مكنتنا من فرض قيمة الامتصاص تفوق 340 ميجا باسكال. و مستويات الامتصاص هذه، تسمح بقياس قيم منخفضة جدا لنفاذية التربة الغير المشبعة (أقل من 10^{-14} م/ث).

و يخصص الجزء الأخير من البحث للنمذجة الرقمية المتعلقة بمركز تخزين النفايات لولاية تلمسان. حيث نقوم بدراسة استقرار جوانب القمامات ، التركيب ، تراص التربة في الموقع المعني ، إضافة إلى النفايات الصلبة ، من خلال طريقة العناصر المنتهية باستخدام برنامج (بلاكسيس ف8) .

كلمات المفتاحية :

التربة الغير المشبعة، الامتصاص، نفاذية، التجفيف و التبليل، تربة عضارية، طبقة عازلة، مركز تخزين النفايات.

RÉSUMÉ

Actuellement, le stockage des déchets ménagers ou industriels fait l'objet d'inquiétudes par rapport à la protection du sous sol. En effet, les déchets stockés génèrent des lixiviats pouvant s'infiltrer dans le sous sol et contaminer la nappe phréatique.

La prévention est envisagée à travers des systèmes d'étanchéification tels que des géomembranes et/ou un sol fin compacté de faible perméabilité (Inférieure à 10^{-9} m/s).

En outre, une parfaite connaissance du comportement hydrique de la barrière est nécessaire pour prédire les vitesses de filtrations des lixiviats. Souvent les sols compactés utilisés dans ces sites se trouvent dans un état non saturé, ce qui complique encore le problème car la conductivité hydraulique, dépendant du degré de saturation du sol ou sa succion, est difficile à mesurer.

Le mémoire comporte une étude expérimentale concernant une argile compactée partiellement saturée utilisée dans la construction de la barrière passive du fond du centre de stockage de déchets du grand groupement de Tlemcen (Saf-Saf).

L'étude comporte une caractérisation complète du matériau. L'accent est mis sur le comportement hydrique à travers les chemins de drainage-humidification ainsi que les mesures de la conductivité hydraulique. Le matériau est considéré dans différents états initiaux.

Différentes méthodes complémentaires sont utilisées, d'une part, pour la caractérisation des chemins de drainage et humidification, et d'autre part, pour la mesure de la conductivité hydraulique en fonction du degré de saturation et de la succion (méthode osmotique, méthode des dessiccateurs à solutions salines saturées, modèle de Fredlund & Xing basé sur l'interprétation des courbes de rétention d'eau).

Les techniques d'imposition de la succion couvrent une gamme de succions allant jusqu'à plus de 340 MPa. Ces niveaux de succion permettent de mesurer des très faibles valeurs de perméabilité non saturée de l'ordre de 10^{-14} m/s.

La dernière partie du mémoire est consacrée à la modélisation numérique du Centre de Stockage de Déchets du grand groupement de Tlemcen. Nous étudions la stabilité des flancs de casier, le tassement et la consolidation du sol en place et du massif de déchets par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel (PLAXIS V8).

Mots clés : Sol non saturé, succion, conductivité hydraulique, drainage-humidification, sol argileux, barrière d'étanchéité, Centre de Stockage de Déchets, PLAXIS V8.

ABSTRACT

Currently, storage of domestically or industrial waste is subject to concerns about the protection of the soil. Indeed, the stored waste generates the leachate which could infiltrate into the soil and contaminate groundwater.

Prevention is envisaged through sealing systems such as geomembrane and / or a compacted soil with a low permeability (less than 10^{-9} m / s).

In addition, a thorough knowledge of the hydraulic behavior of the barrier is needed to predict the rates of filtration of leachate. Often compacted soils used in these sites are in a unsaturated state, which further complicates the problem because the hydraulic conductivity depending on the degree of soil saturation or its suction, is difficult to measure.

This report includes an experimental study on a partially saturated compacted clay used in the construction of the passive barrier of the bottom of the waste storage center from the large group of Tlemcen (Saf-Saf).

The study includes a complete characterization of the material. Emphasis is placed on the hydraulic behavior through the paths of drying- wetting as well as measures of hydraulic conductivity. The material is in different initial states.

Various complementary methods are used, firstly, to characterize paths of drying and wetting, and secondly, for the measurement of hydraulic conductivity based on the degree of saturation and suction (osmotic method, method of desiccators with saturated salt solutions, Fredlund & Xing model based on the interpretation of the curves of water retention).

Techniques for imposition of the suction cover a range of succions going until more 340 MPa. These levels of suction can measure very low values of unsaturated permeability of the order of 10^{-14} m / s.

The last part of the report is devoted to numerical modeling of the waste storage center of the large group of Tlemcen. We study the stability of sides of the cell, settlement and consolidation of the existing soil and waste by the finite element method using the software (PLAXIS V8).

Keywords: Unsaturated soil, suction, hydraulic conductivity, drying- wetting, clay soil, moisture barrier, waste storage center, PLAXIS V8.